



Caractéristiques géotechniques des argiles glacio-lacustres du Trièves - Isère- - Alpes françaises

Eric Vuillermet

► To cite this version:

Eric Vuillermet. Caractéristiques géotechniques des argiles glacio-lacustres du Trièves - Isère- - Alpes françaises. Géomorphologie. Université Joseph Fourier Grenoble 1, 1992. Français. NNT: . tel-01114615

HAL Id: tel-01114615

<https://theses.hal.science/tel-01114615>

Submitted on 10 Feb 2015

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Thèse de Doctorat de l'Université Joseph Fourier
Grenoble I

Titre de l'ouvrage :

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES
ARGILES GLACIO-LACUSTRES DU TRIEVES

Nom de l'auteur : Eric VUILLERMET

Etablissement :

Institut de Recherches Interdisciplinaires de
Géologie et de Mécanique

RESUME

Les versants naturels dans les argiles glacio-lacustres du Trièves sont fréquemment affectés par des mouvements de terrain. L'objectif principal de ce travail a été de mettre en évidence quelles caractéristiques géotechniques permettent de mieux appréhender ces phénomènes.

Les investigations géophysiques restent décevantes du fait de la nature argileuse du matériau et de sa saturation. Les sondages pressiométriques semblent bien adaptés à la reconnaissance. Ils peuvent nous renseigner sur l'état de remaniement des matériaux et nous révéler la présence de surfaces de glissement.

L'anisotropie et l'hétérogénéité des argiles nous procurant que des valeurs dispersées de caractéristiques mécaniques, le recours aux essais de laboratoire doit être utilisé avec prudence. Néanmoins, à l'aide d'un modèle de calcul, nous mettons en évidence que la connaissance des caractéristiques moyennes selon une direction parallèle au plan de faiblesse et une direction le recoupant suffit à déterminer le critère à la rupture.

Une approche naturaliste et mécanique (auscultation et calcul de stabilité) permet de confirmer l'existence de trois types de glissement. Cette technique d'analyse a été utilisée pour établir une carte des mouvements dans le secteur de Lavars, en proposant une zonation résultant d'une analyse multicritères.

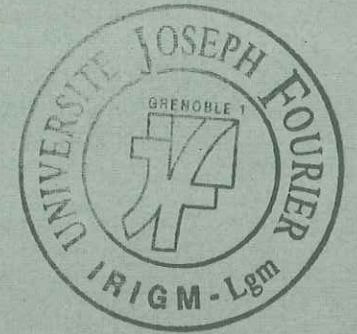
MOTS CLES : Argiles litées; Glissements de terrain; Stabilité de versants; Essais pressiométriques; Mesures inclinométriques; Auscultation; Anisotropie; Lavars (Trièves).

THESE

présentée par

Eric VUILLERMET

Ingénieur ISTG



pour obtenir le titre de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE JOSEPH FOURIER - GRENOBLE I

(Arrêtés Ministériels du 5 juillet 1984 et du 23 novembre 1988)

Spécialité : MECANIQUE

Option : Géotechnique

CARACTERISTIQUES GEOTECHNIQUES DES ARGILES GLACIO-LACUSTRES DU TRIEVES

Date de soutenance : 4 mai 1992

Composition du Jury :

M. P. ANTOINE	Président
M. A. GIRAUD	Directeur de thèse
M. T.W.J. van ASCH	Rapporteur
M. P. LAREAL	Rapporteur
M. J.P. ROTHEVAL	Invité
M. D. CORDARY	Invité

INSTITUT DE RECHERCHES INTERDISCIPLINAIRES DE GEOLOGIE ET DE MECANIQUE

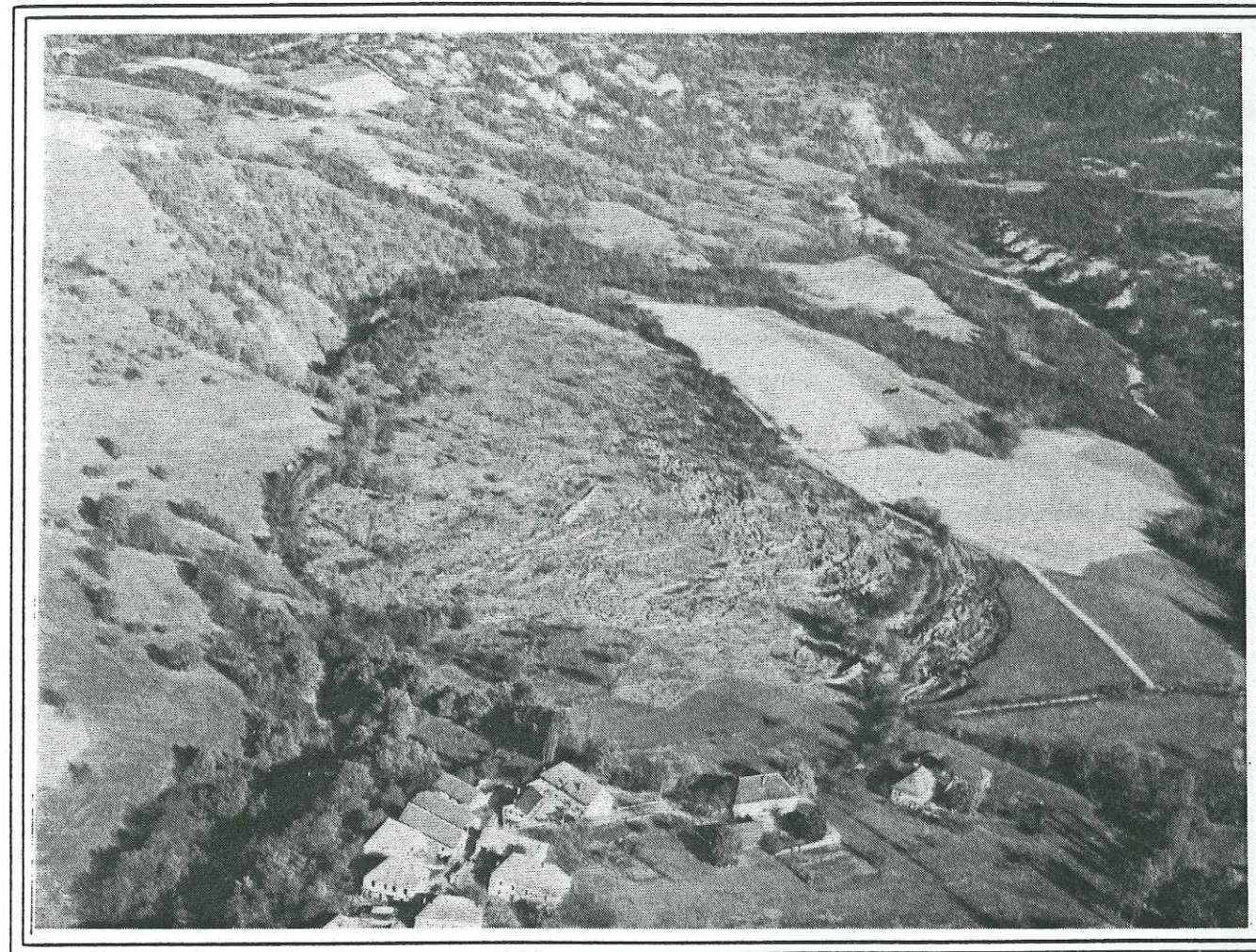


photo A. Giraud - Glissement de Monestier-du-Percy - 1978

Abstract

The natural slopes in the glaciolacustrine clays of Trièves are frequently exposed to landslides. The main object of our research studies is to underline which geotechnical characteristics allow us to account for these phenomena.

Geophysical surveys are disappointing because the soil is clayey and saturated. The pressiometric tests seem to be suitable for soil surveys. They can give us inquiries about the disturbed state of the clay and point out the existence of slip surfaces.

Since the anisotropy and the heterogeneity of these clays were giving us only scattered values of mechanical characteristics, we had to use laboratory tests carefully. However, our calculations show that the knowledge of strength characteristics in the two directions, along and across laminations are enough to characterize the failure.

A geological and mechanical approach (mapping, slope monitoring, stability calculations) made it possible for us to deduce the existence of three typical landslides. These analytical methods helped us to establish a map of movements in the Lavars area (French Alps). We propose a zoning using a multicriteria analysis.

Avant-propos

Les travaux exposés dans ce mémoire ont été réalisés à l'Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique de Grenoble, en collaboration avec le Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement de Lyon.

Monsieur Pierre Antoine, Professeur de l'Université Joseph Fourier m'a fait l'honneur d'accepter la présidence du jury et m'a prodigué ses conseils durant la rédaction, qu'il en soit très sincèrement remercié.

A Monsieur André Giraud, Maître de Conférences à l'Université Joseph Fourier, qui m'a accueilli et dirigé ces travaux, au sein de l'Equipe "Risques Naturels", j'exprime ici l'expression de ma profonde gratitude.

Que Monsieur Théo van Asch, Assistant Professor à l'Université d'Utrecht au Pays-Bas, grâce auquel j'ai pu participer à une campagne expérimentale et dont la présence parmi ce jury m'honore, reçoive l'expression de ma cordiale reconnaissance.

Monsieur Pierre Laréal, Professeur à l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon, a accepté d'être mon rapporteur. Je le remercie d'avoir bien voulu participer au jury.

Je tiens particulièrement à exprimer mes remerciements au Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement en la personne de Monsieur Jean-Pierre Rotheval, sous-directeur du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées de Lyon, pour avoir associé mon travail de recherche à l'étude d'un projet autoroutier. J'ai pu ainsi bénéficier des résultats des campagnes de reconnaissances et d'auscultation irremplaçables.

Table des Matières

Monsieur Daniel Cordary, Maître de Conférences à l'Université Joseph Fourier, a porté une attention particulière à la rédaction de ce mémoire, je l'en remercie bien sincèrement.

Je ne saurais oublier :

Monsieur Jean Letourneur, pour tous les conseils qu'il m'a prodigués et les idées qu'il m'a suggérées;

Messieurs Jean-Pierre Khizardjian, Yves Caridroit, Michel Lagrange du Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement de Lyon, pour leur aide amicale.

Enfin un grand merci à mes parents et à ceux qui se reconnaîtront, collègues et amis, pour leur chaude amitié et leur présence réconfortante durant toutes ces années.

Introduction	7
Première partie - Les caractéristiques des argiles litées	9
Chapitre I : Le contexte géologique	11
Chapitre II : Identification des argiles litées	15
-1- <u>La structure des argiles glacio-lacustres</u>	15
-1.1- <u>Présentation</u>	15
-1.2- <u>L'anisotropie de structure</u>	15
-2- <u>La minéralogie</u>	19
-3- <u>Les caractéristiques physiques</u>	20
-3.1- <u>Granulométrie</u>	20
-3.2- <u>Densité</u>	21
-3.3- <u>Les limites d'Atterberg</u>	21
-3.4- <u>Les essais au bleu</u>	22
-4- <u>L'identification in situ : la prospection géophysique</u>	23
Chapitre III : Les caractéristiques mécaniques	27
-1- <u>Les résultats de laboratoire</u>	27
-1.1- <u>Les résultats</u>	27
-1.2- <u>Remarques</u>	28
-2- <u>L'anisotropie mécanique</u>	28
-2.1- <u>Présentation</u>	28
-2.2- <u>Les mesures de l'anisotropie mécanique</u>	30
-2.2.1- <u>Les essais de compression simple</u>	30
-2.2.2- <u>Les essais triaxiaux</u>	31
-2.2.3- <u>Les essais de cisaillement direct</u>	32
-a- <u>Introduction</u>	32

-b- Les problèmes de réalisation	33
<u>-3- Influence du litage sur la résistance de cisaillement</u>	34
<u>-3.1- Le programme ANISO</u>	34
-3.1.1- Présentation	34
-3.1.2- Les paramètres de calcul	35
-a- Les paramètres géométriques	35
-b- Les paramètres géomécaniques	36
-3.1.3- L'estimation de la contrainte de cisaillement	36
<u>-3.2- Influence des paramètres géométriques</u>	41
-3.2.1- Influence de la longueur du plan de cisaillement	41
-3.2.2- Influence du pourcentage de silt	42
<u>-3.3- Les caractéristiques mécaniques équivalentes</u>	43
<u>-3.4- Conclusion</u>	44
<u>-4- La notion de fluage</u>	44
-4.1- Présentation	44
-4.2- Les divers comportements au fluage	45
-4.3- Quelques essais de fluage	46
<u>-5- Les essais in situ : les essais pressiométriques</u>	48
<u>-5.1- Les essais et leur interprétation</u>	49
-5.1.1- Présentation	49
-5.1.2- Les essais	50
<u>-5.2- Conclusions</u>	54
 Deuxième partie - L'eau & les argiles litées	 55
 Chapitre I : L'eau dans le sol : Généralités	 57
 <u>-1- L'eau dans le sol</u>	 57
 <u>-2- L'eau et les argiles</u>	 62
-2.1- Le système argile-eau	62
-2.2- Les argiles et la teneur en eau	62
-2.3- Les argiles et les circulations d'eau internes	64
-2.4- Les argiles litées et la fracturation	66

<u>-3- Remarques sur le suivi piézométrique</u>	68
<u>-3.1- Temps de réponse d'un piézomètre ouvert</u>	68
<u>-3.2- Conclusion</u>	68
 Chapitre II : La perméabilité - L'anisotropie de perméabilité	 71
<u>-1- L'anisotropie de perméabilité - Présentation</u>	71
<u>-1.1- Approche de l'anisotropie de perméabilité par un modèle simple</u>	71
<u>-1.2- Estimation du coefficient d'anisotropie de perméabilité</u>	72
<u>-1.3- Quelques valeurs de perméabilité à saturation</u>	73
 <u>-2- Détermination de la perméabilité par l'essai Lefranc</u>	 74
-2.1- Principe de l'essai	74
-2.2- L'essai Lefranc à niveau variable	75
-2.3- Pratique des essais Lefranc	76
-2.3.1- Mise en place du dispositif - Création d'une lanterne	76
-a- Calcul de CL, coefficient caractéristique de la forme de la cavité et du milieu	76
-b- Correction du coefficient de forme dans le cas d'un milieu fini	78
-2.3.2- Interprétation	79
-2.4- Les essais Lefranc sur le site de Lavars	80
-2.4.1- Présentation	80
-2.4.2- Les essais et leur interprétation	80
-a- Les essais	81
-b- Les mesures - Présentation graphique	82
-c- Les résultats	83
-d- Discussion sur la validité des résultats	84
 <u>-3- Etude de l'infiltration dans un massif argileux</u>	 84
<u>-3.1- Présentation</u>	84
<u>-3.2- Le dispositif expérimental</u>	85
<u>-3.3- Les mesures tensiométriques</u>	87
-3.3.1- Principe des mesures tensiométriques	87
-3.3.2- Les données expérimentales	88
-a- Les données	88
-b- Remarques	91
-c- Conclusion	93

Troisième partie - La stabilité des pentes

Chapitre I : Les observations de terrain

-1- Introduction sur l'approche naturaliste	95
-1.1- Etude géologique d'un site	97
-1.2- Etude hydrologique et hydrogéologique du site	97
-1.3- Etude géomorphologique	98
-2- La campagne de reconnaissance par sondages	99
-3- Etude de deux sites dans le Trièves	99
-3.1- Le contexte géographique	100
-3.2- Le contexte géologique	100
-3.2.1- Les formations rencontrées	100
-a- Les alluvions fluvio-glaciaires post-würmiennes	101
-b- Les argiles litées	101
-c- Les alluvions fluvio-glaciaires pré-würmiennes	101
-d- Une curiosité : le poudingue du "Rognon de Marcellaire"	101
-e- Le substratum marno-calcaire	102
-3.2.2- Les reconnaissances	102
-3.2.3- Les documents graphiques	102
-a- Introduction	107
-b- La carte des pentes	113
-c- La carte géologique et géotechnique	113
-d- Les coupes géologiques de Lavars	116
-e- Comparaison photogrammétrique d'un glissement de Roissard	116
-3.2.4- Observations sur la relation entre la pente et les indices de mouvement	116
-a- Observations générales	116
-b- Etude locale	119

Chapitre II : Auscultation

-1- Auscultation de site de Lavars	119
-1.1- Présentation générale	119
-1.2- Le suivi topométrique du ravin des Cabasses	120
-1.2.1- Présentation	120
-1.2.2- En amont du glissement	120

-1.2.3- Dans le glissement	121
-1.3- Le suivi inclinométrique	122
-1.3.1- Présentation	122
-1.3.2- Quelques résultats	125
-1.3.3- Commentaire des résultats	129
-1.4- Le suivi en continu de déplacements ponctuels	129
-1.4.1- Présentation	129
-1.4.2- Résultats des mesures	131
-1.4.3- Commentaires des résultats	131

Chapitre III : La stabilité des versants naturels dans les argiles litées

-1- Introduction	135
-1.1- L'étendue des zones en mouvement	135
-1.2- Quelques exemples de glissements importants	136
-1.3- Les types de mouvements de terrain	136
-2- La stabilité des versants	138
-2.1- Les mécanismes	138
-2.1.1- Les mouvements superficiels	138
-2.1.2- Les mouvements plans	139
-2.1.3- Les mouvements semi-profonds et profonds	139
-2.2- Approches des problèmes de stabilité	139
-2.2.1- Une approche simpliste	139
-a- Cas du glissement plan - Etude à l'équilibre limite	142
-b- Cas du fluage	143
-2.2.2- Quelques méthodes de calcul adaptées aux sols anisotropes	144
-a- La méthode des coins	145
-b- Adaptation de la méthode de Janbu par Matthai et Ranganathan	146
-c- Méthode de Taylor adaptée par K.Y. Lo	147
-d- Remarques	148
-2.2.3- Présentation du logiciel PETALM	149
-2.2.4- Etude de la stabilité du glissement de Monestier-du-Percy	149
-a- Méthodes des coins	150
-b- Etude à l'aide des abaques	151
-c- Calcul sur PETALM	156
-2.2.5- Etude de la stabilité du glissement de Lavars	156

<u>-3- Présentation d'une méthode de stabilisation : le drainage</u>	158
<u>-3.1- Présentation</u>	158
<u>-3.2- Quelques recommandations</u>	160
<u>-3.3- Remarques sur divers calculs de drainage</u>	160
-3.3.1- Effet de l'anisotropie sur le rabattement d'une nappe	160
-3.3.2- Cas du drainage par canalisations enterrées	161
-3.3.3- Drainage de sols anisotropes	162
-3.3.4- Conclusions	163
 Quatrième partie - Conclusions	 165
 Références bibliographiques	 173
 Bibliographie générale	 179
 Annexes	 191

Introduction

Important axe routier dans le cadre d'un développement européen, le tracé de l'autoroute alpine Grenoble - Sisteron présente de nombreux points durs. Ces difficultés sont liées à la morphologie, mais aussi à la présence d'une formation géologique particulière au Trièves : les argiles litées glacio-lacustres connues pour leurs instabilités (figure 1).

La présence de glissements affectant de grands volumes ont conduit les projeteurs à la prudence et donc, à éviter autant que possible les zones d'argiles litées. Néanmoins, il persiste dans le secteur de Lavars - Roissard, une difficulté où se trouvent associés la réalisation d'un ouvrage d'art exceptionnel et le passage obligatoire dans les argiles en mouvement. C'est dans le cadre de cette étude que j'ai été amené à approcher les



Figure 1 : Plan de situation

caractéristiques géotechniques des argiles du Trièves. Réalisé dans une collaboration étroite entre l'équipe "Risques Naturels" de l'*Institut de Recherches Interdisciplinaires de Géologie et de Mécanique* et le *Centre d'Etudes Techniques de l'Equipement de Lyon*, ce mémoire présente une synthèse des connaissances sur cette argile.

Du fait de l'approche pluridisciplinaire de cette recherche, le présent rapport se divise en quatre parties :

- la première partie présente les caractéristiques physiques et mécaniques des argiles litées. Nous exposons aussi une analyse critique des essais de laboratoire pour l'étude d'un matériau anisotrope et hétérogène;
- l'eau jouant un rôle déterminant dans le comportement des matériaux argileux, nous lui consacrons la deuxième partie;
- dans la troisième partie, nous avons effectué une approche naturaliste et mécanique des problèmes de stabilité. L'étude se focalise sur le site de Lavars, du fait d'une bonne connaissance de la géologie locale, ainsi que de l'installation d'un site expérimental d'auscultation des mouvements de terrain;
- la dernière partie synthétise les connaissances et propose une approche plus "quantifiée" de la cartographie des glissements de terrain.

Première partie

Les caractéristiques des argiles

Chapitre I

Le contexte géologique

Les argiles litées sont très fréquentes dans les vallées des Alpes du Dauphiné. Elles affleurent dans deux secteurs principaux :

- la vallée de l'Isère du seuil de Rovon en aval, au confluent de l'Arc en amont;
- les vallées du Drac et de ses affluents de rive gauche, de Sinard au pied du col Bayard.

Bien que généralement de faciès très semblable, elles sont d'origine et d'âge divers. Nous nous intéresserons plus particulièrement aux argiles litées du Trièves.

Elles se rencontrent dans tout le bassin de l'Ebron et la vallée du Drac entre Sinard et La Mure jusqu'à une cote N.G.F. maximale de 750 mètres environ, s'abaissant légèrement du Sud vers le Nord. L'existence de ces argiles est directement en rapport avec les phénomènes glaciaires du Würm. Ces argiles se sont déposées dans un lac de barrage glaciaire retenu en aval par le glacier de l'Isère pendant l'épisode maximal du Würm (figure 2). Du fait de leur sédimentation dans un lac de barrage, où le substrat était très accidenté, la puissance des argiles litées peut varier sur une courte distance de 0 mètre jusqu'à un maximum de l'ordre de 200 mètres. Le substratum rocheux est essentiellement constitué par les 'Terres Noires' (épaisse série de schistes sombres du Callovien et de l'Oxfordien). Les argiles reposent soit directement sur le substratum, soit sur des formations quaternaires antéwürmiennes. Elles peuvent affleurer directement, ou être surmontées de couches de dépôts glaciaires, alluviaux ou torrentiels.

Afin de localiser les argiles litées dans le Trièves, nous proposons une carte synthétique des affleurements (figure 3).

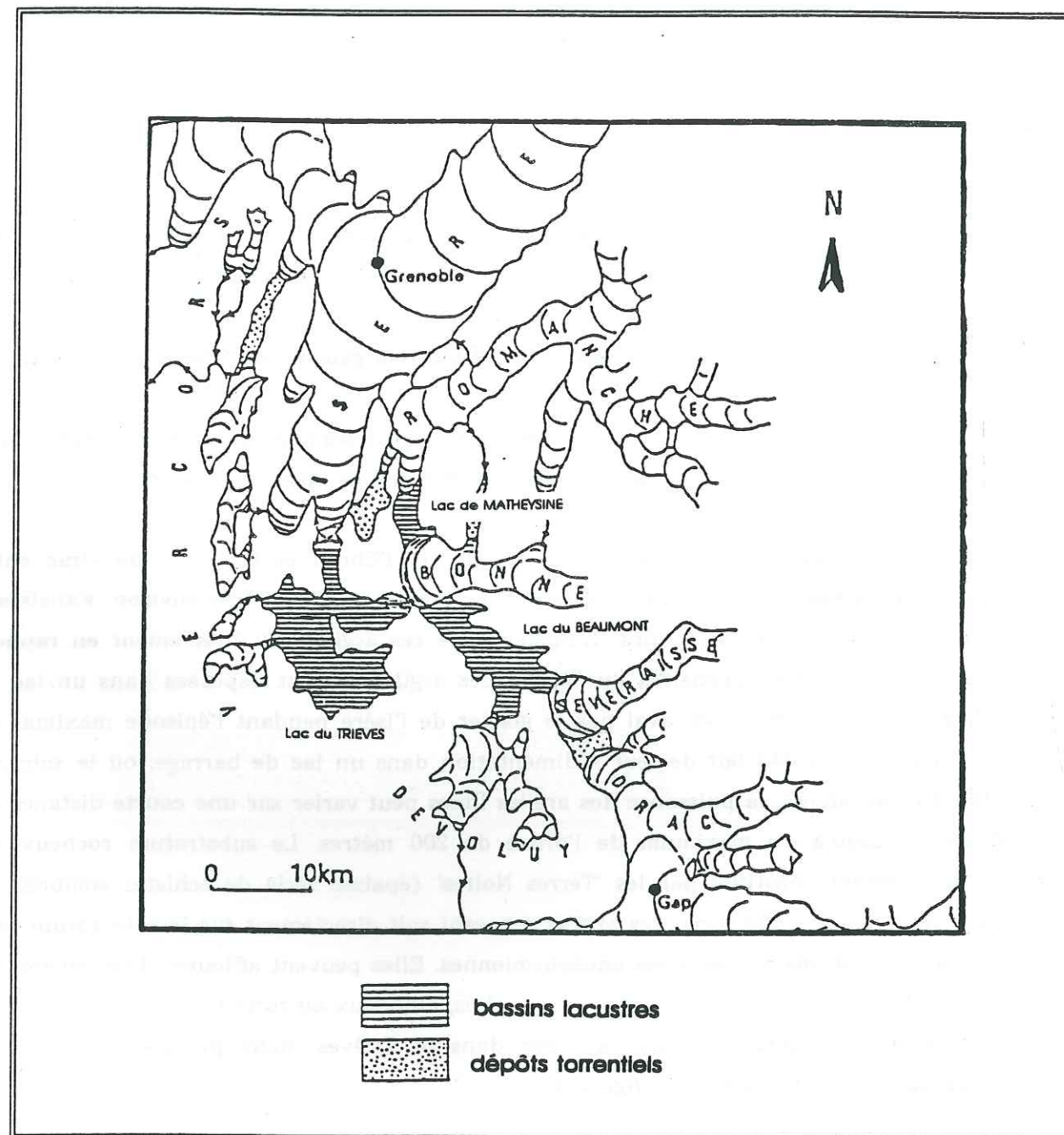


Figure 1 : Extension des glaciers au maximum du Würm et localisation des lacs de barrage glaciaire [Monjuvent, 1973]

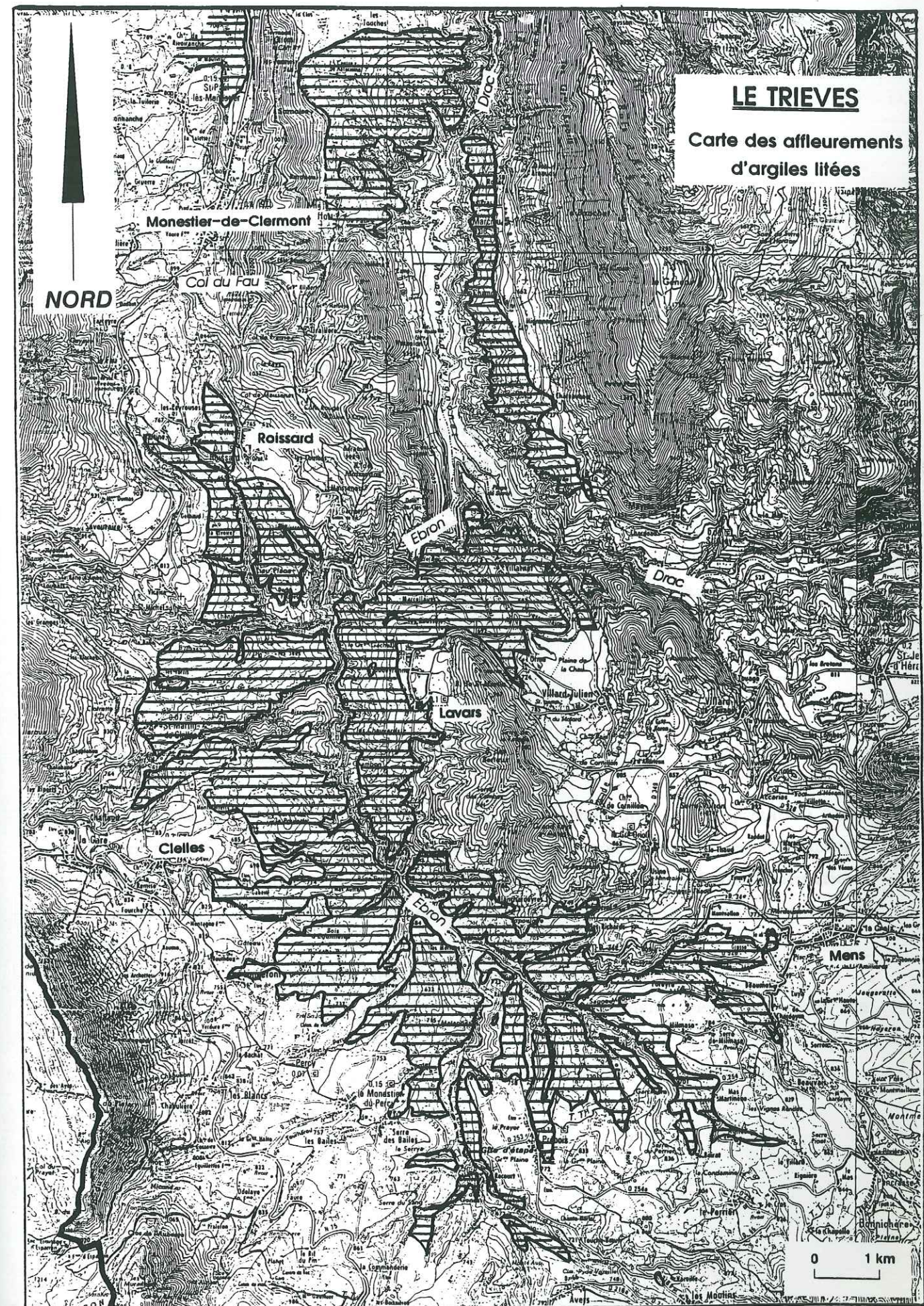


Figure 1-2 : Carte des affleurements d'argiles litées dans le Trièves

Chapitre II

Identification des argiles litées

-1- La structure des argiles glacio-lacustres

-1.1- Présentation

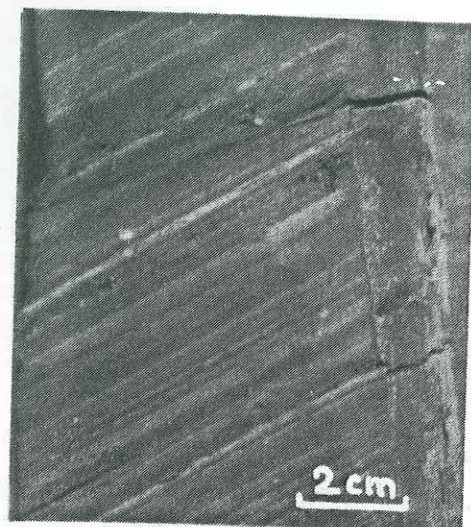
On connaît relativement bien la structure des argiles du Trièves. Il s'agit d'un complexe d'argiles, silts et sables à dominante silto-argileuse dont le faciès varie tant verticalement que latéralement. La structure de ces argiles est caractérisée par une alternance de lits clairs et sombres, d'épaisseur variable (millimétrique à pluricentimétrique, voire décimétrique), très régulièrement horizontaux. Néanmoins, dans des coupes de carottes de sondage, nous avons observé des anomalies de stratification. Mis à part des problèmes de carottage, ces anomalies sont liées à des événements soient synsédimentaires (slumping,...), soient postsédimentaires (tassement) ou actuels (surfaces de cisaillement,...) (Clichés n°1). Seuls les résultats de l'inclinométrie permettent d'identifier à coup sûr les zones perturbées par les glissements actuels. Les argiles peuvent renfermer localement des éléments grossiers : galets, blocs rocheux, blocs d'argile morainique.

-1.2- L'anisotropie de structure

L'anisotropie de structure correspond à l'anisotropie de formation (de sédimentation). Sous l'action de sollicitations extérieures entraînant une déformation irréversible, elle peut évoluer, le matériau présente alors une anisotropie de déformation.

La notion d'anisotropie de structure du matériau argileux recouvre plusieurs réalités physiques :

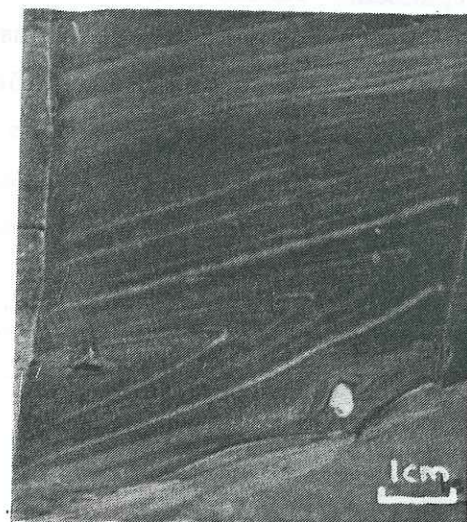
- l'anisotropie des minéraux argileux élémentaires;
- l'anisotropie liée à la fissuration : elle est pratiquement inexistante dans les argiles saturées;
- et l'anisotropie de l'arrangement macroscopique des particules argileuses.



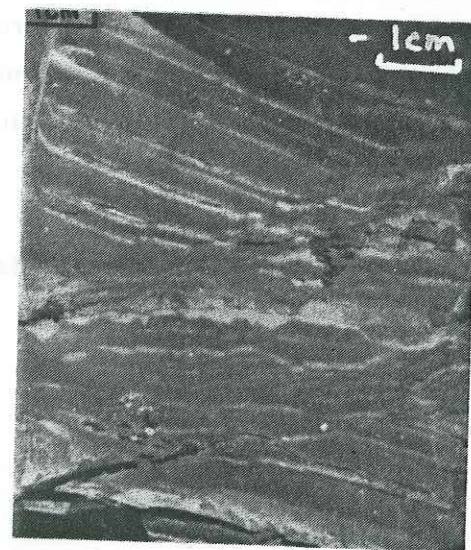
Cliché 1 : Litage incliné mais régulier



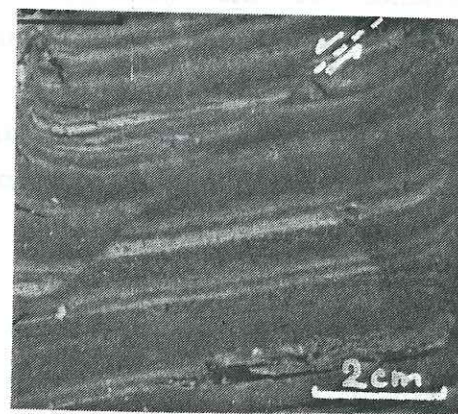
Cliché 2 : Perturbation du litage liée au carottage



Cliché 3 : Trace de slumping synsédimentaire



Cliché 5 : Remaniement (ancien ou récent ?)



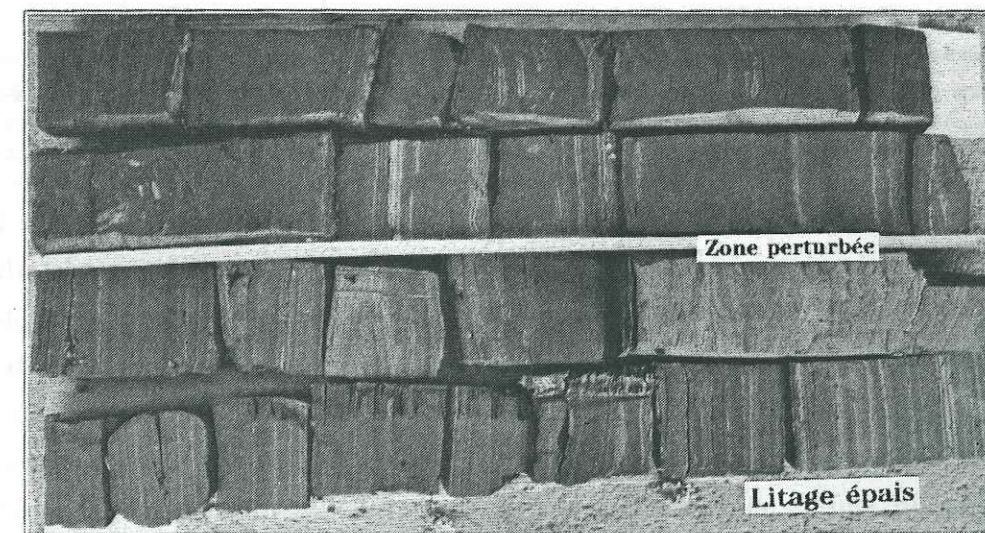
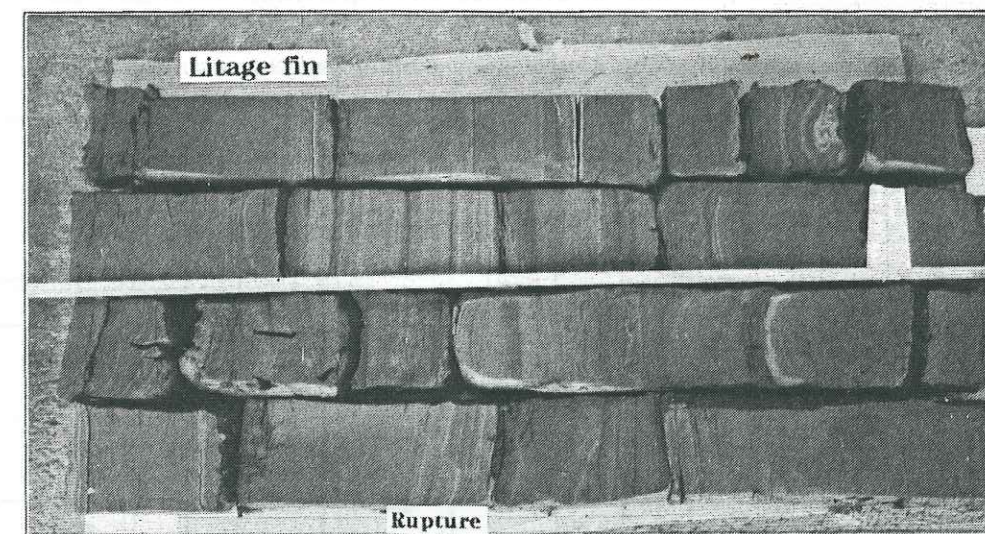
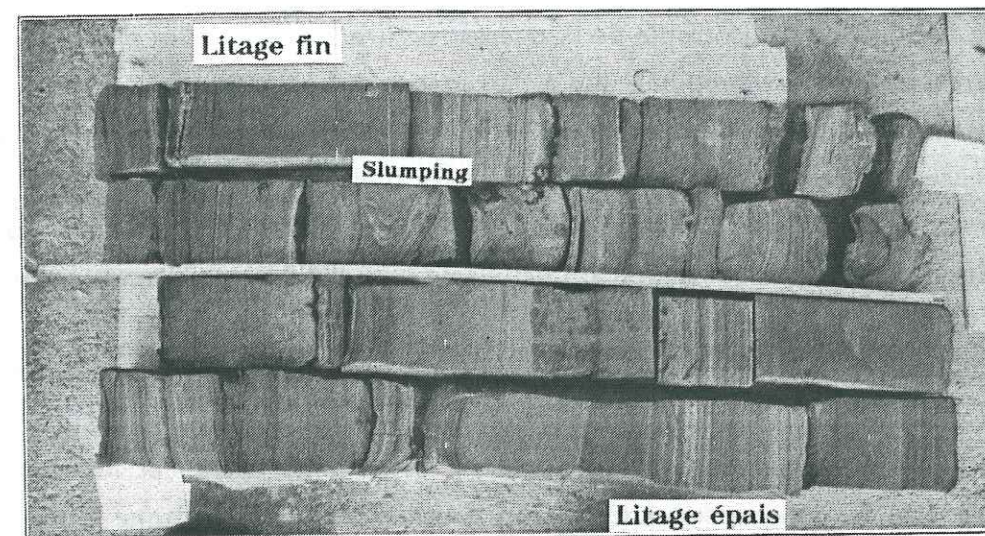
Cliché 4 : Plan de cisaillement lié à des contraintes de compression



Cliché 6 : Surface de glissement avec superposition de trois zones :
(1) : litage incliné (sol en mouvement)
(2) : remaniement (surface de rupture)
(3) : litage horizontal (sol en "place")

Clichés n°1 : Diverses anomalies de stratification

[Sondage X9 - C.E.T.E. Lyon]



Cliché n°2 : Observation de zones à lits fins et de zones à lits épais

[Sondage X1 C.E.T.E. Lyon]

Nous distinguons l'anisotropie de la microstructure à l'échelle des particules élémentaires et l'anisotropie macroscopique due à l'arrangement non aléatoire des particules. Prenons le cas des argiles glacio-lacustres du Trièves; elles présentent une alternance de couches argileuses et de minces lits silteux : ceci caractérise un premier type d'anisotropie macroscopique. Mais à l'intérieur des lits argileux, les particules sont orientées préférentiellement ce qui définit un deuxième type d'anisotropie macroscopique.

L'analyse des coupes de sondage nous a montré l'existence de deux types de litage : des zones où les lits silteux sont d'une épaisseur relativement importante -millimétrique à centimétrique- que nous avons appelées "zone à lits épais", et des zones où l'argile semble être le seul constituant tout en conservant le litage: "zone à lits fins", les lits silteux ayant une épaisseur de l'ordre du dixième de millimètre (Clichés n°2). Chan & Kenney [1973] ont de plus mis en évidence une répartition différente des teneurs en eau dans ces deux zones (figure 4).

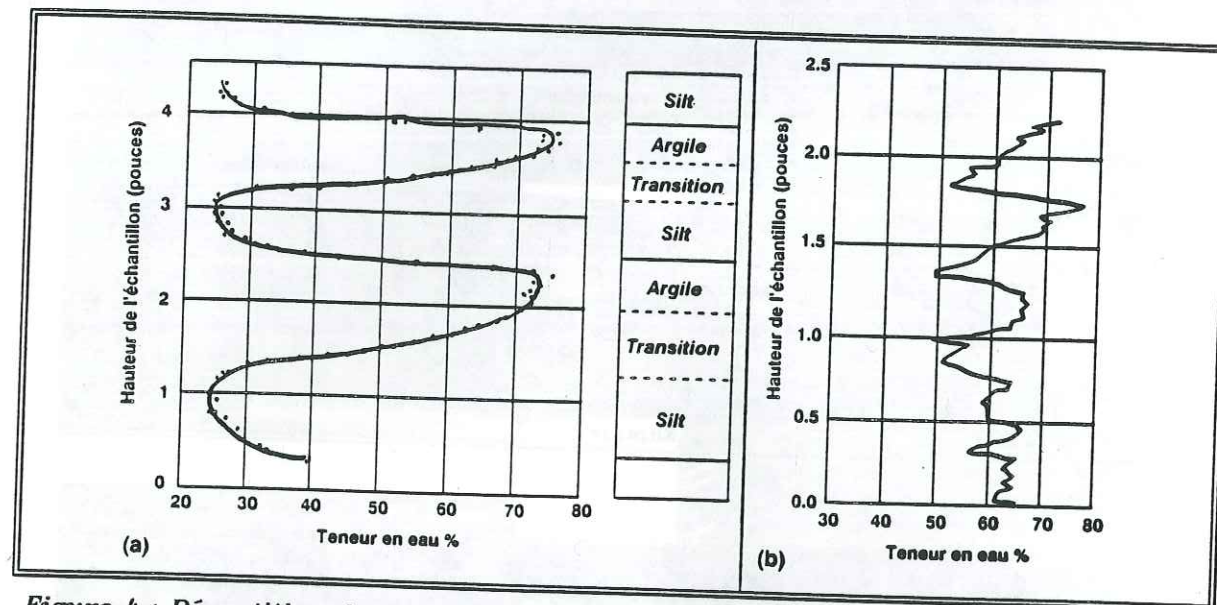


Figure 4 : Répartition de la teneur en eau dans les zones à lits épais (a) et les zones à lits fins (b) [d'après Chan & Kenney, 1973]

L'anisotropie de structure est liée à la nature des minéraux argileux. En effet, les argiles appartiennent au groupe des phyllosilicates dont la structure cristalline est celle d'un empilement de feuillets qui provient de la juxtaposition de chaînes de tétraèdres SiO_4 . La superposition de deux couches de tétraèdres SiO_4 laisse subsister des vides "octaédriques" dans lesquels peuvent se fixer des cations différents tels Al^{+++} . Ces cations constituent de ce fait une véritable couche intercalaire dans une association qui présente un feuillet élémentaire. La particule argileuse formée par la superposition de ces feuillets a des dimensions et des formes variables d'un minéral à l'autre. En particulier, la particule d'illite fréquente dans les argiles du Trièves, de forme aplatie, a

une épaisseur de 10^{-5}m pour un diamètre de 3.10^{-4}m , ce qui conduit à une très forte anisotropie de forme.

De plus, l'arrangement des particules d'argile, c'est-à-dire leur distribution dans l'espace, conduit aussi à une anisotropie de structure. La géométrie de l'assemblage des particules est liée :

- * au milieu de sédimentation (marin ou lacustre);
- * aux sollicitations extérieures qui réorientent les particules;
- * à la teneur en eau. En effet, la présence d'eau libre lorsque la teneur en eau est supérieure à la limite de liquidité, facilite les mouvements relatifs des particules.

-2- Minéralogie

D'après des études sur ces argiles prélevées sur différents gisements du Trièves, la nature minéralogique reste sensiblement identique à quelques nuances près.

Quelques résultats sont présentés dans le tableau I.

Site..... Minéraux	Ponsonnas	Monestier-de- Percy	St-Martin-de- Celles	Sinard
Quartz (%)	60 - 70	20 - 30	10	14 - 16
Calcite (%)		25 - 40	50	15 - 19
Feldspath (%)	10 - 20	5 - 10	1	6 - 10
Illite (%)	20 - 30	10	15	42 - 47
Chlorite (%)		5 - 10	6	14 - 16
Kaolinite (%)		5	6	
Interstratifiés Montmorillonite Chlorite (%)		5	12	<5

Tableau I : Minéralogie des argiles litées [Blanchet, 1988]

Nous retiendrons que :

- parmi les minéraux argileux, nous avons une prédominance d'illite et de Chlorite (riche en fer);
- parmi les minéraux non argileux, prédominent la calcite et le quartz.

Ces minéraux sont présents dans les "Terres Noires" que l'on considère comme étant le matériau originel.

Il est aussi intéressant de distinguer les niveaux clairs des niveaux sombres. Les analyses montrent que les lits sombres comportent à parts égales de la calcite, du quartz, de l'illite et de la chlorite, alors que la calcite prédomine largement dans les lits clairs.

-3- Les caractéristiques physiques

-3.1- Granulométrie

L'analyse des courbes granulométriques (figure 5) a permis de définir un fuseau de courbes dans lequel nous remarquons que le pourcentage de fines (particules inférieures à $80\mu\text{m}$) est très important, il varie de 85 à 100 %, en fonction de la présence plus ou moins marquée des lits silteux. C'est ainsi que les particules inférieures à $2\mu\text{m}$ constituent 40% du matériau des lits clairs et 60% des lits sombres.

Donc, du point de vue de la granulométrie, les argiles litées sont des silts argileux.

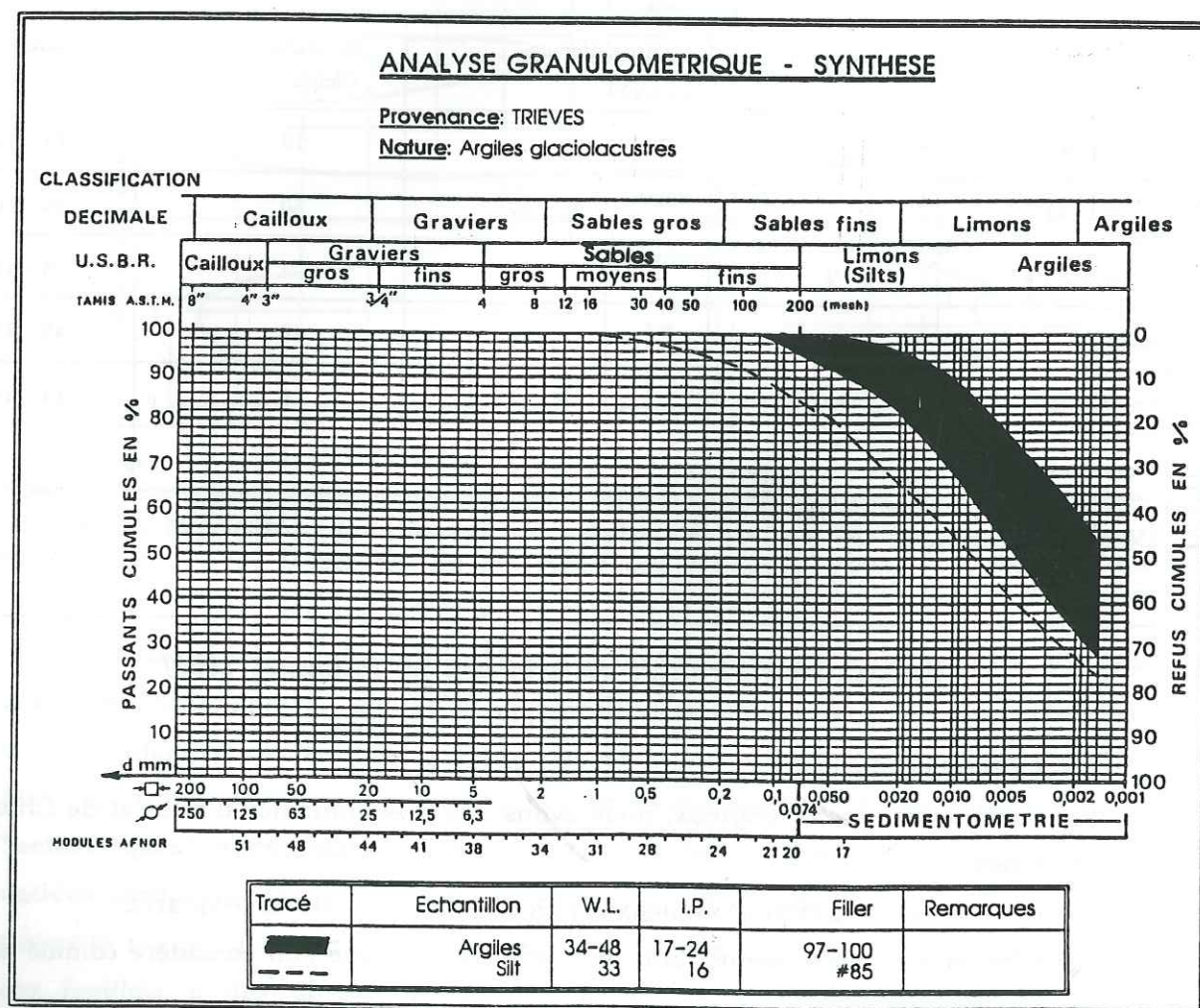


Figure 5: Synthèse des courbes granulométriques

-3.2- Densité

Pour les différents sites dans le Champsaur, le Beaumont et le Trièves, nous retiendrons les valeurs suivantes :

- $\gamma_d \approx 16 \text{ kN/m}^3$
- $\gamma_h \approx 20 - 21 \text{ kN/m}^3$

-3.3- Les limites d'Atterberg

Pour un large échantillonnage, les argiles litées présentent des valeurs d'indice de plasticité IP variant entre 10 et 25 %, ce qui conduit à dire qu'il s'agit en général, d'un matériau de plasticité moyenne.

La limite de liquidité WL varie entre 30 et 48 %. Les valeurs inférieures correspondent à un matériau plus silteux. Au regard des teneurs en eau naturelles ($w_{\text{nat}} \approx 26 - 29 \%$ pour le secteur de Lavars), nous remarquons l'aptitude de ces argiles à changer d'état physique pour de faibles variations de teneur en eau. Ceci permet d'expliquer les innombrables mouvements superficiels qui affectent ce matériau.

La synthèse de ces résultats sur le diagramme de Casagrande (figure 6) nous a conduit à classer les argiles glacio-lacustres dans les argiles peu à moyennement plastiques.

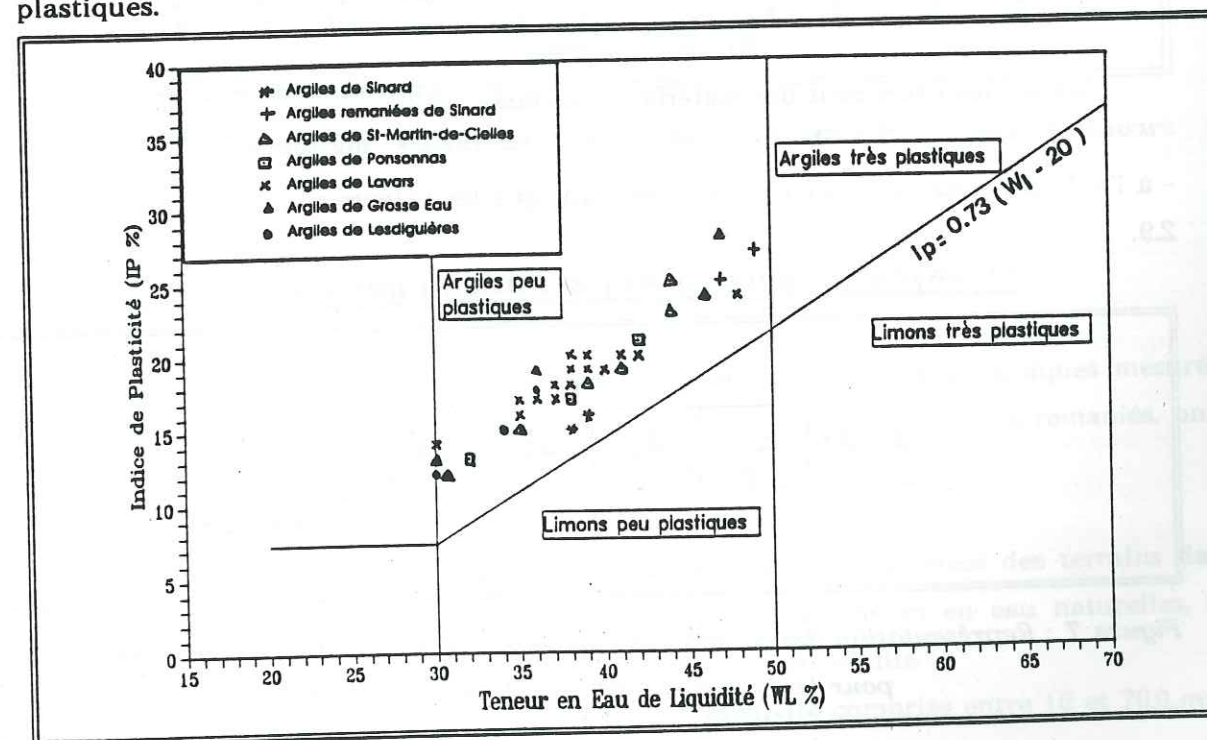


Figure 6 : Situation des argiles litées dans le diagramme de Casagrande

-3.4- Les essais au bleu

Des essais au "Bleu de méthylène" ont été effectués afin d'établir une corrélation entre les valeurs au bleu VB et les limites de plasticité IP. Le fondement de cette démarche réside dans le fait que l'essai au bleu, par sa simplicité, sa rapidité d'exécution, et son faible coût, peut être utilisé comme critère de classification des sols.

En effet, la classification RTR (Recommandations pour les Terrassements Routiers) nécessite la connaissance de la granulométrie et de l'indice de plasticité que l'on pourra remplacer par la connaissance de la valeur au bleu.

Classons les argiles du Trièves :

- à l'aide des critères classiques (Granulométrie et Indice de Plasticité IP) (tableau II) :

Classe	Dénomination des classes	Critères de classement		Sous classes	Dénomination des sous-classes
A	Sols fins	D < 50mm Tamisat à 80 µm > 35 %	Ip < 10	A1	Limons, sables fins, arènes peu argileuses, loess, sols à microfossiles poreux, cendres volantes
			10 < Ip < 20	A2	Sables fins argileux, argiles et marnes peu plastiques, arènes
			20 < Ip < 50	A3	Argiles, marnes, limons plastiques
			Ip > 50	A4	Argiles très plastiques, marnes très plastiques

Tableau II : Extrait de la classification R.T.R.

Les argiles litées sont des matériaux de classe : A2

- à l'aide de l'essai au bleu (figure 7) sachant que les valeurs sont comprises entre 2.1 et 2.9.

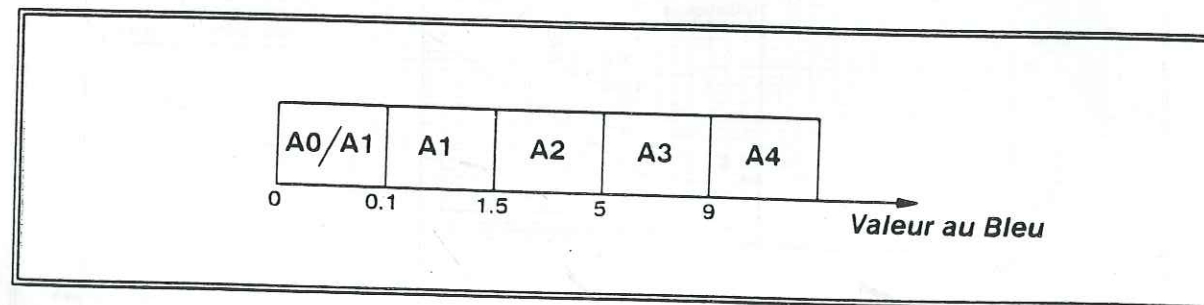


Figure 7 : Représentation des différentes classes R.T.R. en fonction de la valeur au bleu, pour les sols fins. [d'après document L.C.P.C.]

Là encore, notre matériau est classé : A2

Sur des échantillons du sondage X1 de Lavars, nous avons effectué des essais au bleu couplés à des limites d'Atterberg. On obtient le graphe de la figure 8, et nous pouvons écrire la corrélation : $IP = 3.91 \cdot VB + 8.32$.

Malgré son coefficient de corrélation de 0.89, cette relation doit être utilisée avec prudence. En effet, pour des argiles litées situées sur d'autres sites (Rives du torrent de Grosse Eau,...), les nouveaux points sont éloignés de cette droite de corrélation. Nous expliquons cela par la situation marginale de ces argiles par rapport au bassin lacustre.

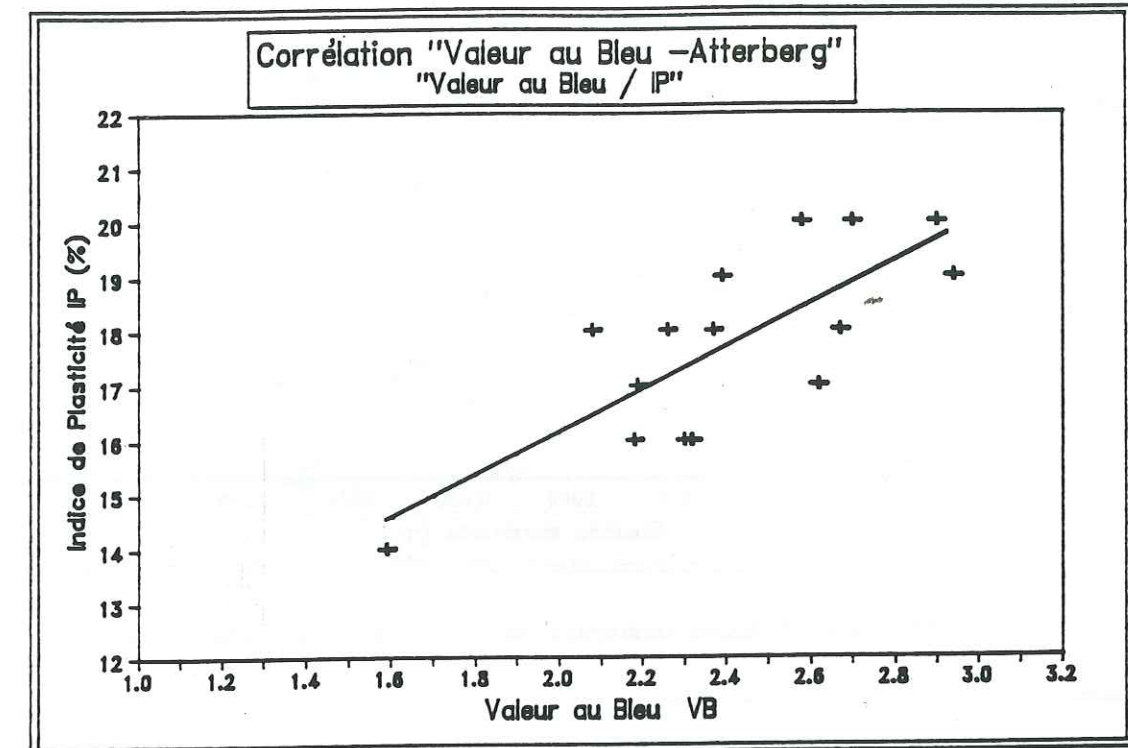


Figure 8 : Corrélation "Valeur au bleu - Indice de Plasticité" - Argiles de Lavars

-4- L'identification in situ : la prospection géophysique

Dans les argiles litées non remaniées, les valeurs des vitesses sismiques mesurées sont comprises entre 1000 m/s et 2000 m/s tandis que pour les terrains remaniés, on a une vitesse sismique maximale de l'ordre de 1300 m/s (figure 9).

Mais compte tenu des caractéristiques de vitesse peu tranchées des terrains dans les zones d'instabilité et des variations importantes des teneurs en eau naturelles, on peut utiliser conjointement la prospection électrique. Il en résulte :

- les argiles litées non remaniées présentent une résistivité comprise entre 10 et 70 Ω.m;

- les zones instables superficielles sont caractérisées sur les profils par des valeurs de résistivité très dispersées (20 à 250 $\Omega.m$), nettement supérieures en moyenne à celle des argiles sous-jacentes. La dispersion est liée en partie à la variation de teneur en eau.

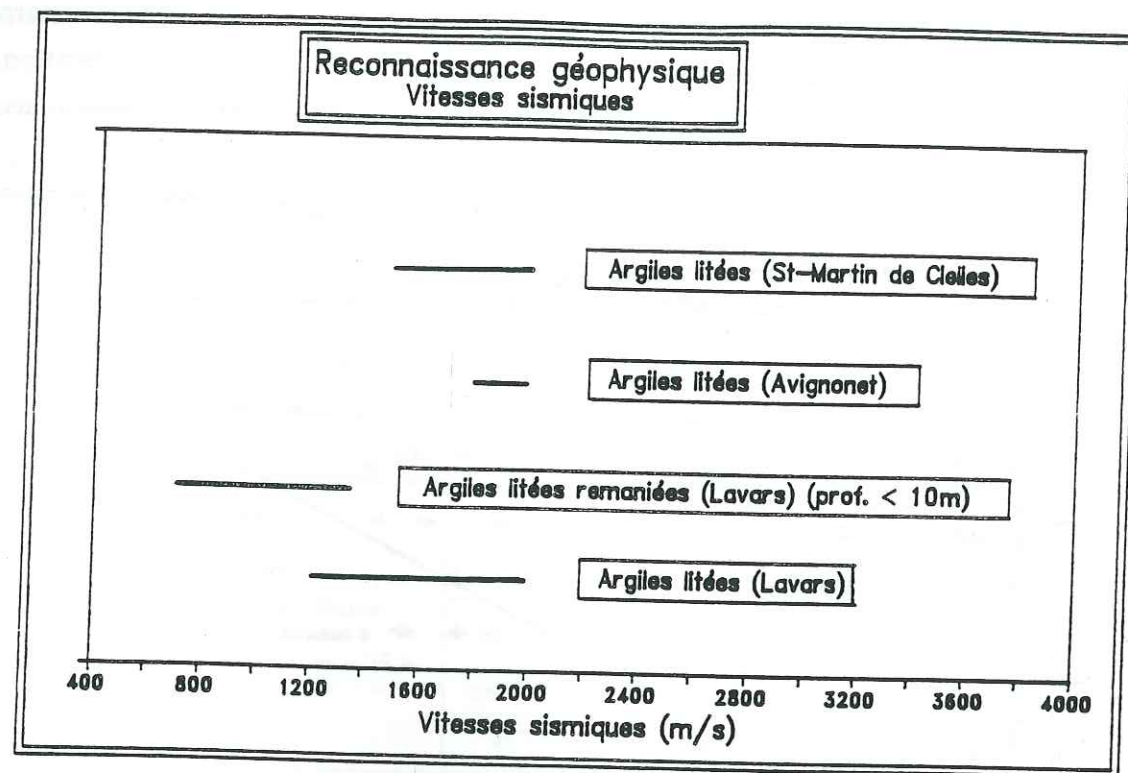


Figure 9 : Vitesses sismiques mesurées dans les argiles litées

En résumé, il convient de signaler que c'est seulement en recourant simultanément aux deux procédés géophysiques que l'on pourra obtenir une image vraisemblable de la constitution du sous-sol. Toutefois des incertitudes et des confusions subsistent, dues à l'étalement et au recouvrement des valeurs paramétriques caractérisant des formations pourtant distinctes (figure 10). Notamment, les Terres Noires, altérées en partie supérieure, sont fréquemment recouvertes d'argiles litées. Le contraste de vitesse sismique entre la roche décomposée et les argiles reste dans le domaine des incertitudes de mesure. On a donc des difficultés à localiser le contact géologique.

Des essais de sismique à l'explosif ont été réalisés dans un glissement afin de déterminer l'épaisseur de la zone en mouvement mais les contrastes de vitesse faibles ou incertains n'ont pas permis de définir une surface de glissement.

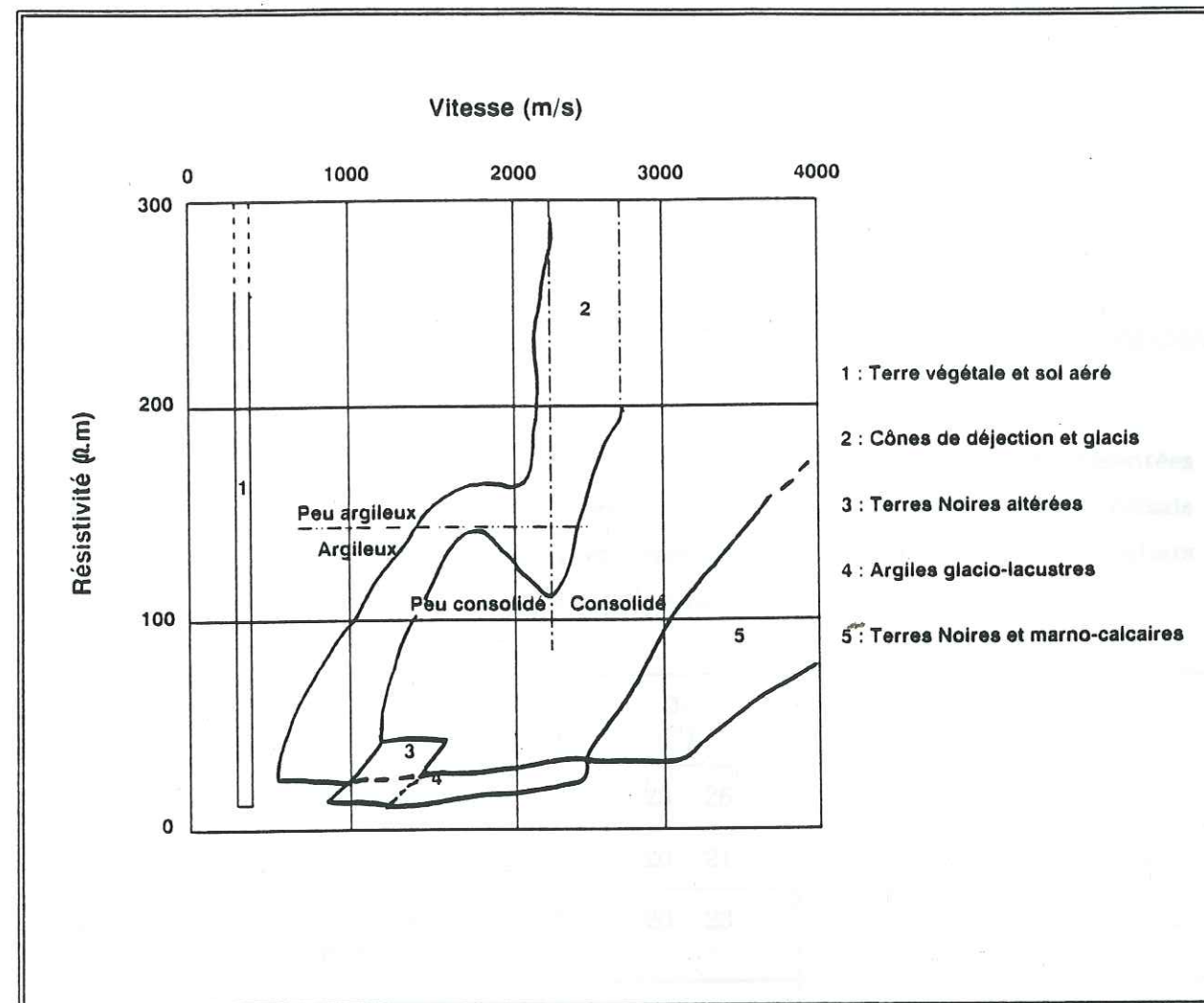


Figure 10 : Distribution des formations les plus fréquentes dans le Trièves en fonction des paramètres géophysiques mesurés [d'après Köseoglu, 1977]

Chapitre III

Les caractéristiques mécaniques

-1- Les résultats de laboratoire

-1.1- Les résultats

Les fourchettes de valeurs de cohésion et d'angle de frottement sont présentées dans le tableau III. Ces valeurs ont été obtenues à partir d'essais de laboratoire (essais triaxiaux, essais de cisaillement direct) et correspondent à la synthèse des résultats obtenus sur cinq sites : Lavars, Sinard, Monestier-du-Percy, Ponsonnas, Lesdiguières.

Type d'essai	Orientation par rapport aux lits	ϕ_d (°)	C_d (kPa)	remarque
Triaxial C.D.	Perpendiculaire	23 - 26	13-23	valeur de pic
Triaxial C.D.	Parallèle	20 - 21	1-5	valeur de pic
Cisaillement direct	Parallèle au litage	20 - 23	1-10	valeur de pic
Cisaillement direct	Parallèle & Perpendiculaire	17 - 19	# 0	valeur résiduelle

Tableau III: Caractéristiques mécaniques des argiles litées
[IRIGM, CETE Méditerranée, CETE Lyon, Utrecht]

Dans le cas des matériaux argileux, la corrélation de Biarez & Favre pour estimer l'angle de frottement effectif ϕ' peut être employée car globalement le matériau est homogène. Pour des valeurs de limite de liquidité WL inférieure à 50 %, elle s'écrit : $\tan \phi' = 1.64 - 0.8 \log(WL)$. Pour les argiles litées, nous avons retenu la fourchette de 30 à 48 % pour la limite de liquidité, ce qui nous conduit à des valeurs d'angle de frottement effectif ϕ' variant entre 16° et 25°. Ces valeurs sont en accord avec les essais de laboratoire.

-1.2- Remarques

-Les schémas de la figure 11 nous montrent les orientations relatives des plans de rupture et de litage lors de la mesure des caractéristiques dites parallèles et perpendiculaires pour les essais triaxiaux et les essais de cisaillement direct. On remarque que pour une même dénomination, le plan de rupture présente une orientation très différente, il sera donc impossible de comparer les résultats.

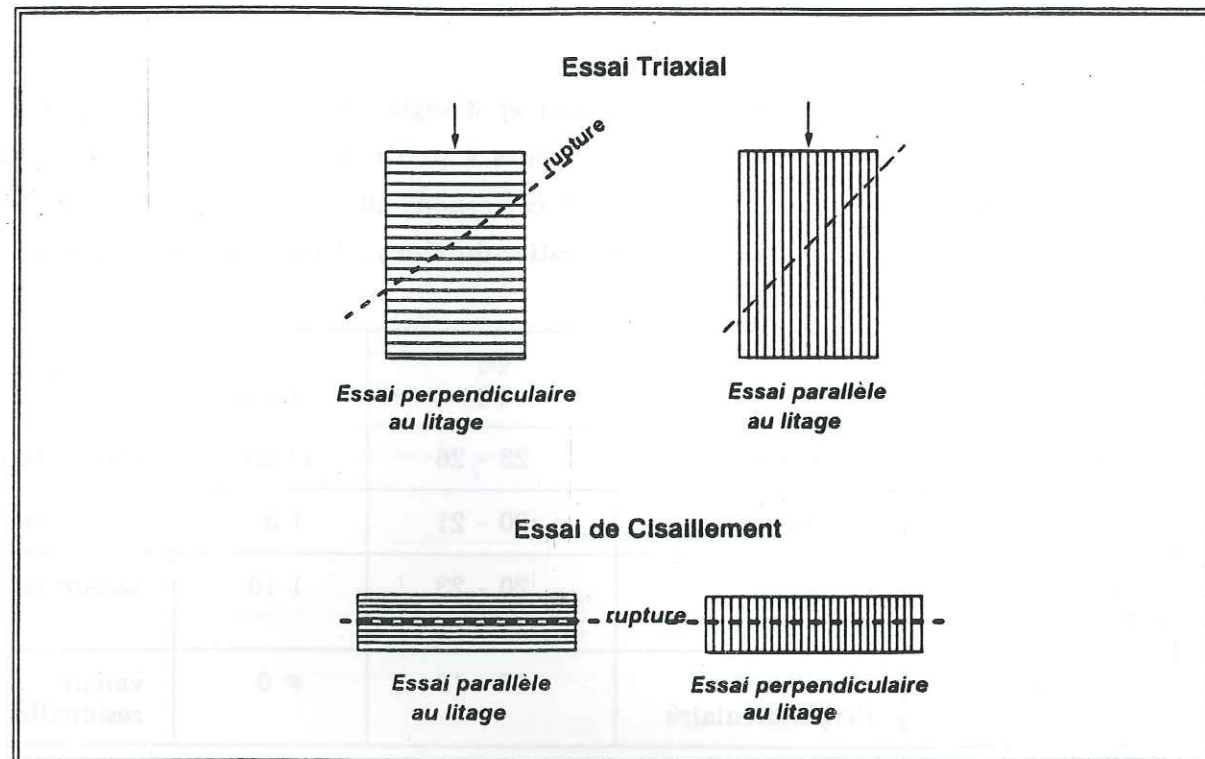


Figure 11 : Caractérisation des essais de laboratoire

- L'anisotropie et l'hétérogénéité du matériau soulèvent inévitablement la question la représentativité des échantillons. Nous tenterons au mieux de cerner le problème par le biais de l'étude de l'anisotropie mécanique des argiles litées.

-2- L'anisotropie mécanique

-2.1- Présentation

Elle se caractérise par le fait que la résistance à la rupture varie avec l'orientation de la sollicitation majeure par rapport à l'axe privilégié du matériau. (La notion d'axe privilégié est explicitée sur la figure 12). La résistance dans une direction perpendiculaire au plan privilégié peut être supérieure ou inférieure à celle dans une

direction parallèle à ce plan. Elle peut croître ou décroître continûment entre ces deux directions, ou passer par un extremum. Cette grande diversité de résultats est liée au grand nombre de paramètres qui influencent l'anisotropie mécanique ainsi que sa mesure. Parmi ces paramètres, nous retiendrons les principaux qui sont :

- les taille et forme des grains;
- la nature des minéraux;
- l'orientation des particules;
- l'histoire des contraintes : on note l'influence de la surconsolidation;
- le mode de rupture lié à la forme, la taille des grains et leur arrangement. Deux

modes de rupture doivent être distingués selon que le plan privilégié se comporte, ou non, comme un plan de faiblesse. Dans le premier cas, la courbe de résistance en fonction de l'orientation de la sollicitation passe par un minimum correspondant à la coïncidence entre le plan de rupture et le plan d'orientation préférentielle. C'est le cas notamment des argiles naturelles litées. De même, dans le cas où l'argile présente des lits de nature différente, la résistance en fonction de l'orientation passe par un minimum pour lequel le plan de rupture coïncide avec le plan de litage;

- les conditions d'essai, et notamment la représentativité de l'échantillon (effet d'échelle).

Cette présentation de l'anisotropie dans les argiles montre qu'il s'agit d'un phénomène complexe et influencé par un grand nombre de paramètres dont il n'est pas toujours évident de quantifier les effets.

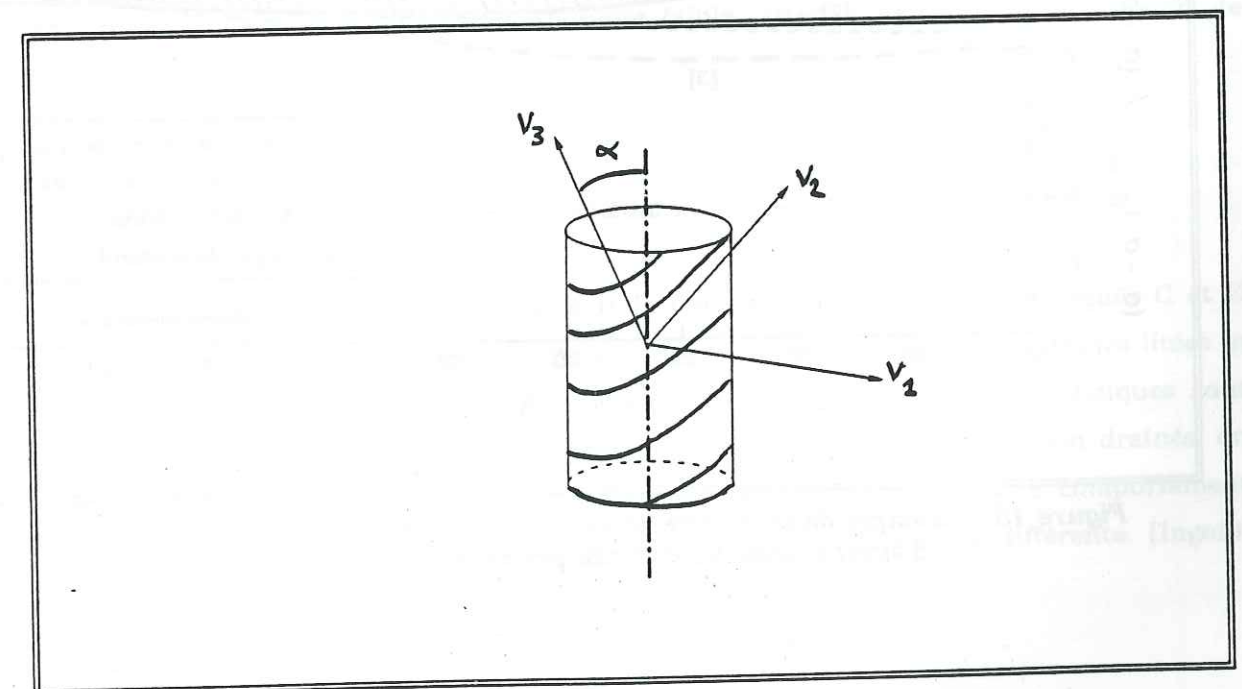


Figure 12 : Représentation de l'axe privilégié
Légende : V_3 : axe privilégié, (V_1, V_2) : plan privilégié

-2.2- Les mesures de l'anisotropie mécanique

Afin de caractériser l'anisotropie mécanique, les mécaniciens des sols étudient les variations de diverses caractéristiques du sol en effectuant des essais de laboratoire. Nous présentons donc l'application de ces essais au cas anisotrope.

-2.2.1- Les essais de compression simple

On peut étudier l'anisotropie du module élastique (ce module étant mesuré entre 1% et 2% de déformation axiale) ou l'anisotropie de la résistance en compression simple.

On détermine les coefficients d'anisotropie définis dans la théorie simplifiée de Boehler & Sawczuk (citée dans Bonaz, 1976). On trace la variation du rapport d'anisotropie R_β/R_0 (figures 13 et 14), de plus, on peut vérifier la variation elliptique, en coordonnées polaires, de la racine carrée de la résistance en compression simple $\sqrt{R_\beta}$ en fonction de β .

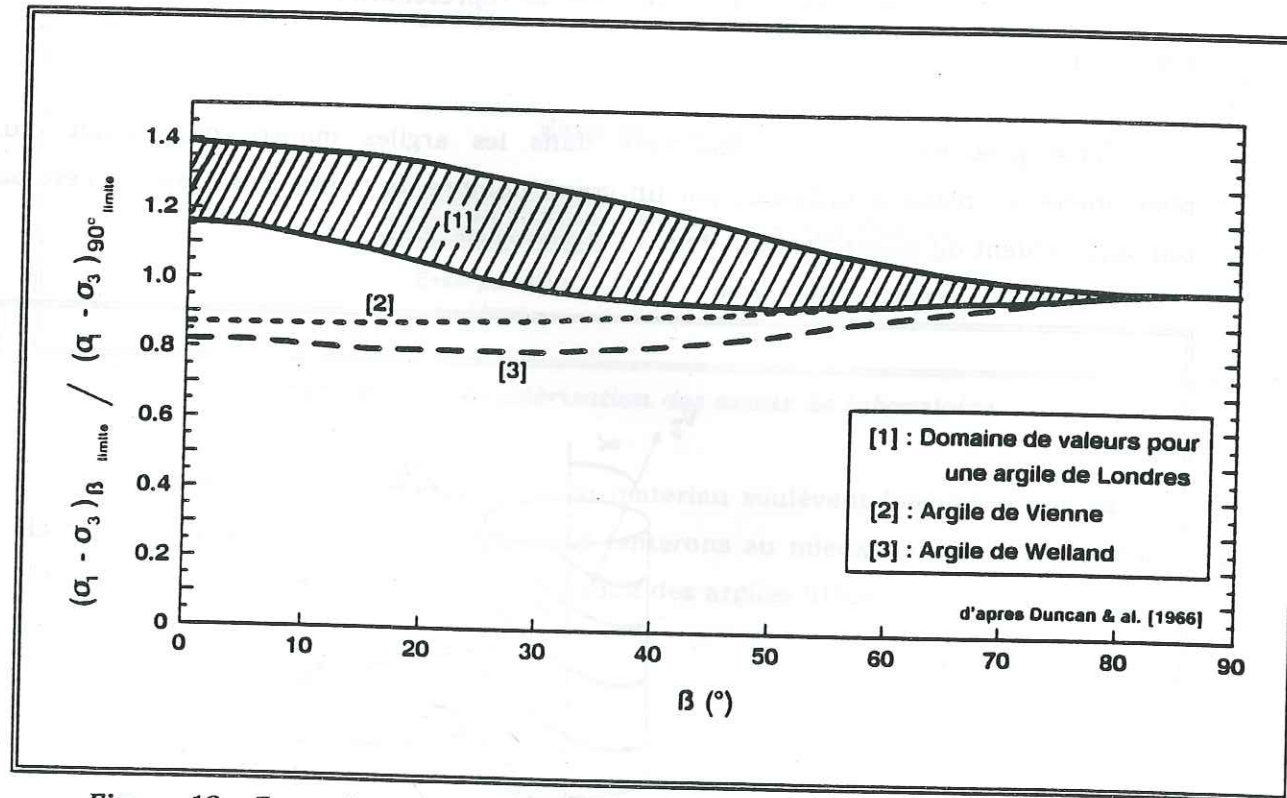


Figure 13 : Exemple de variation de la résistance en fonction de l'orientation β , β étant l'angle entre l'axe privilégié et l'horizontale

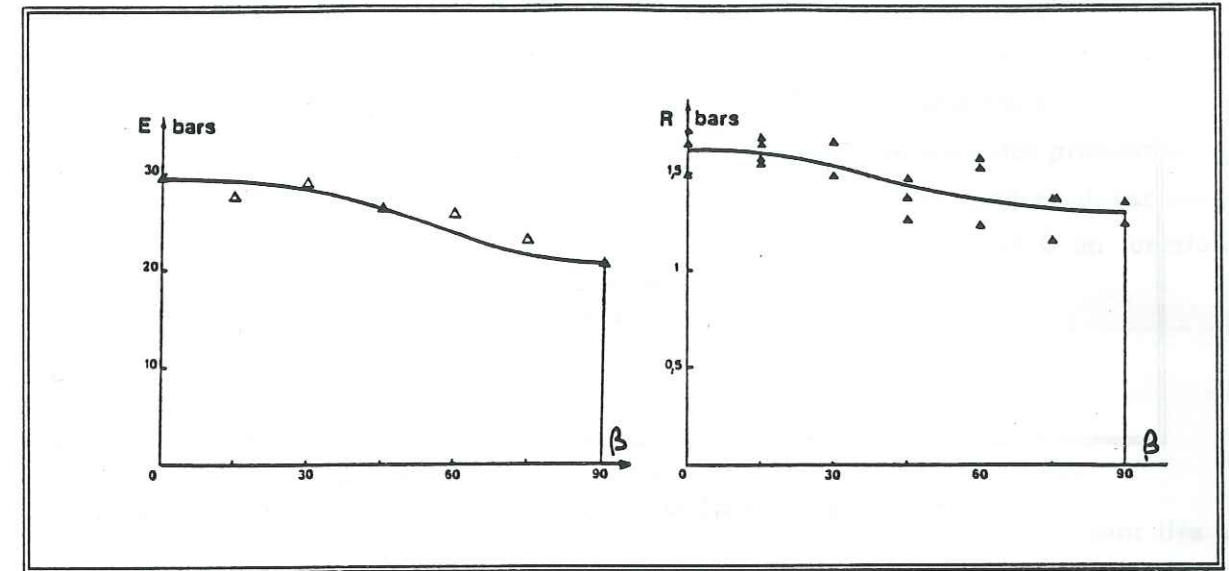


Figure 14 : Exemple de courbe Module élastique E et Résistance R - Essais sur les argiles litées d'Eybens (courbe théorique en trait plein et points expérimentaux) β étant l'angle entre l'axe privilégié et l'horizontale [Bonaz, 1976]

-2.2.2- Les essais triaxiaux

Là aussi, on analyse l'anisotropie du module élastique (en considérant le module sécant entre 0% et 1% de déformation) ou l'anisotropie de la résistance au cisaillement.

On remarque qu'un milieu présentant une forte anisotropie de structure peut présenter un degré d'anisotropie mécanique faible, atténué par une forte pression de confinement.

Remarque sur les essais triaxiaux :

Ces essais sont souvent utilisés pour la détermination des caractéristiques C et ϕ nécessaires aux analyses de stabilité. Mais le comportement complexe des argiles litées in situ peut être "altéré" par l'essai triaxial. Il en résulte que les caractéristiques sont supérieures à celles in situ [Gregory, 1984]. Lors des essais consolidés - non drainés, on observe des pressions interstitielles très élevées dans les lits. De plus, le comportement du matériau est modifié par les interactions entre les lits de nature différente. [Ingold, 1979] (figure 15).

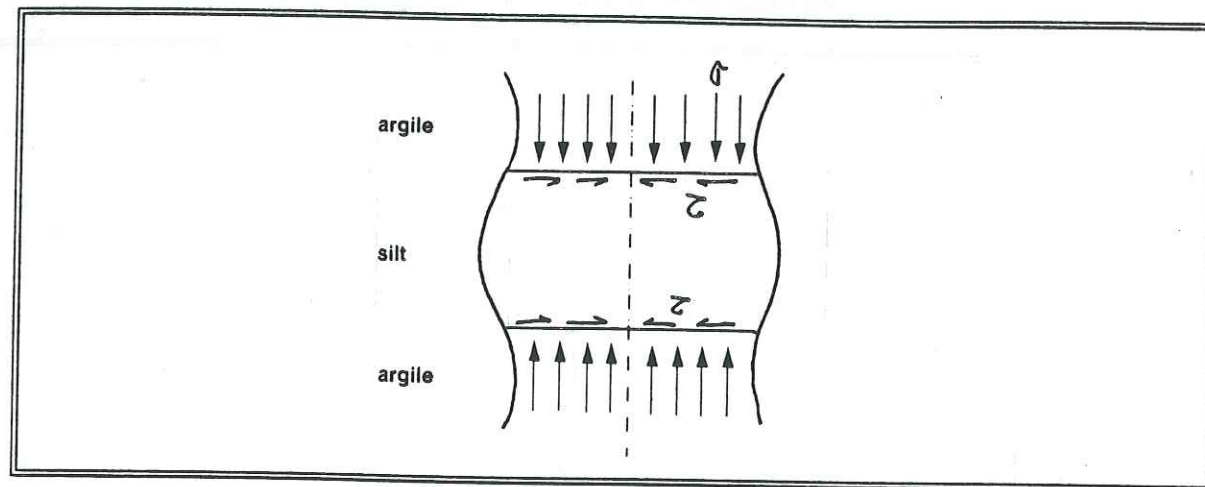


Figure 15 : Génération de contraintes de cisaillement lors de l'essai triaxial : Déformation d'un lit silteux sous contrainte normale [Ingold, 1979].

-2.2.3- Les essais de cisaillement direct

-a- Introduction

Nous considérons ici les essais à la boîte de Casagrande, essais dont nous ne présenterons pas le principe, mais seulement un schéma simplifié du dispositif (fig. 16).

Afin de minimiser les effets des pressions interstitielles et de considérer l'essai comme étant drainé, on a choisi une vitesse de cisaillement très faible : $V = 10^{-6}$ m/mn.

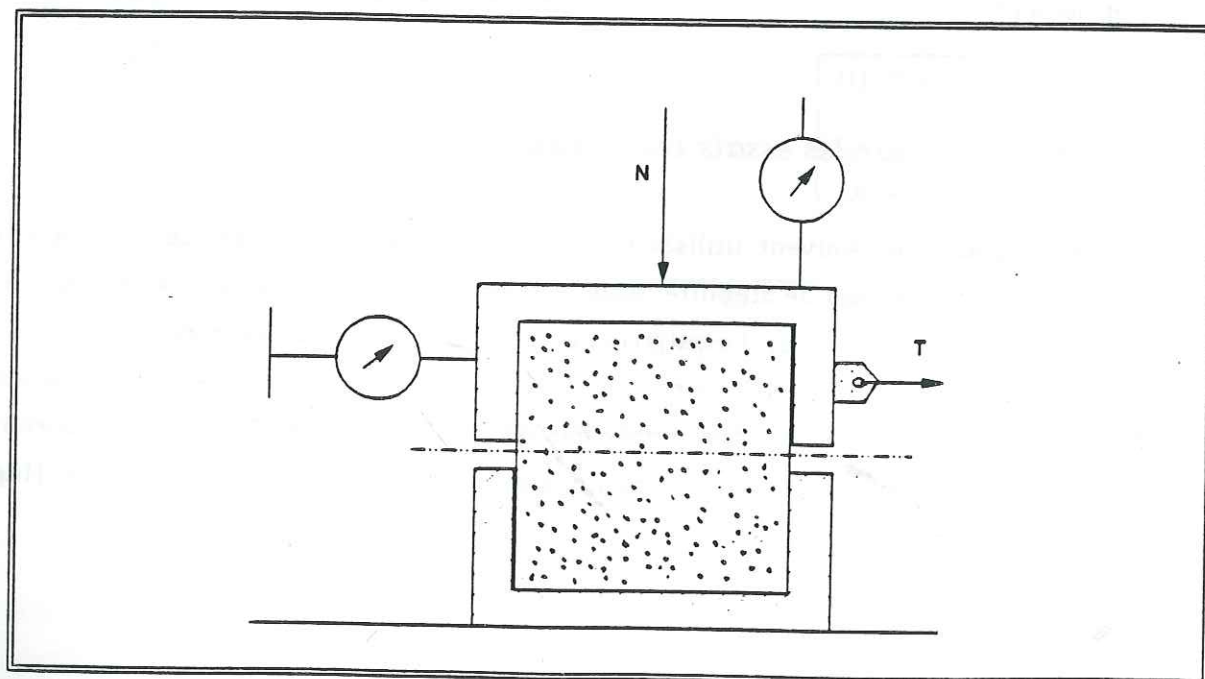


Figure 16 : Schéma de la boîte de cisaillement

L'essai de Casagrande est le plus approprié pour l'étude de la variation de la résistance au cisaillement avec l'orientation du plan de glissement, puisque pour cet essai, ce plan est imposé. Certes, cet essai comporte des imperfections telles que la non-uniformité du champ de contrainte ou la présence des efforts parasites (le frottement horizontal boîte-boîte, le frottement vertical boîte-éprouvette). De plus, des problèmes de réalisation sont venus perturber les résultats. Mais, nous avons retenu cet essai, car nous cherchions à quantifier la variation des caractéristiques mécaniques C et ϕ en fonction de l'inclinaison θ mesurée entre la surface de rupture et le litage.

-b- Les problèmes de réalisation

Les premiers problèmes rencontrés, avant même l'essai proprement-dit, sont liés à l'échantillonnage et à la représentativité de l'éprouvette.

* **l'échantillonnage** : l'exigence fondamentale [Chan, 1972] d'un bon échantillonnage est que les surfaces de coupe produites ne doivent comporter ni contamination, ni déformation des lits. Or on observe rapidement une déformation non négligeable des varves, accompagnée d'un décollement des lits. Quant à la contamination, il n'est pas rare d'avoir une obturation (soit par pincement, soit par colmatage) des lits fins silteux par du matériau argileux.

De plus, une rupture complète de l'échantillon au niveau des lits silteux épais n'est pas rare, pour ne pas dire courante. La rupture peut se produire soit lors du carottage, soit lors des manipulations d'échantillonnage et d'installation dans la boîte de cisaillement.

Ces problèmes sont accentués lorsqu'on choisit des plans de cisaillement inclinés par rapport au litage.

De plus, lors du prélèvement [La Rochelle, 1981], les propriétés mécaniques sont affectées par les variations de contraintes et la distorsion qui résulte du carottage (figure 17). On observe :

- un remaniement du sol lié aux opérations de forage, notamment lors du fonçage du carottier à piston (pour les échantillons CPS). La présence des lits silteux et la raideur des argiles du Trièves conduit à utiliser un carottier double, d'où un fort remaniement;
- une distorsion mécanique durant la pénétration du tube carottier dans le sol et une distorsion liée à l'effet de succion durant l'extraction du tube;
- un déconfinement de l'échantillon carotté dépendant de la profondeur et des propriétés des argiles.

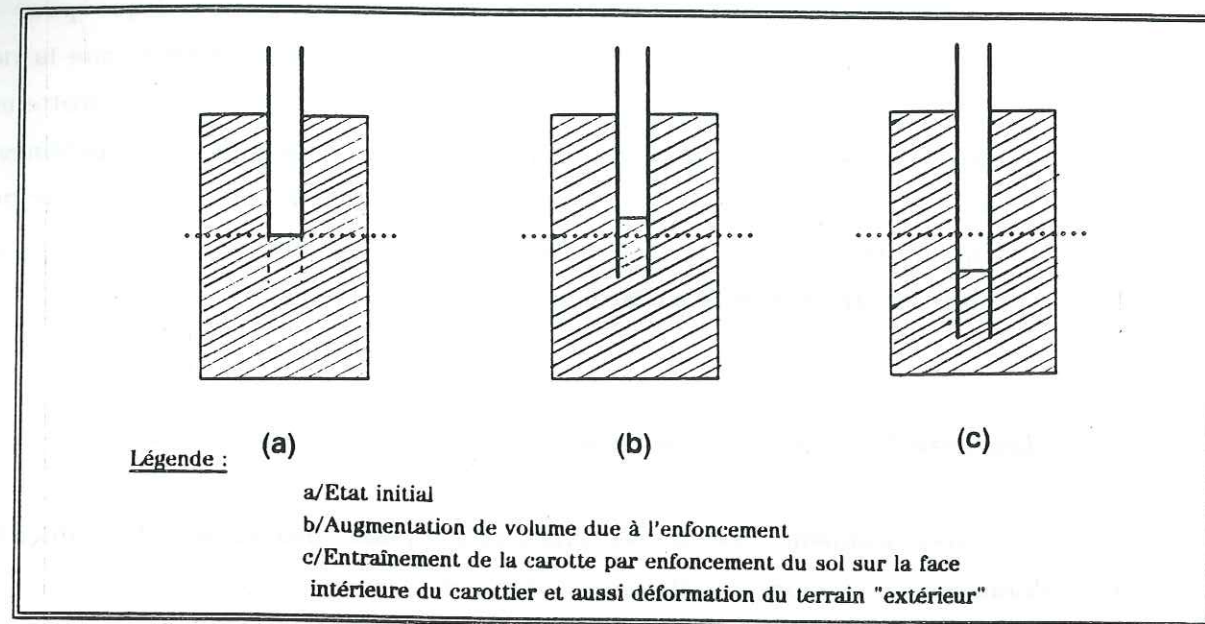


Figure 17 : Phénomènes produits par l'enfoncement d'un tube carottier [Cambefort, 1959]

* la représentativité : les contraintes imposées par l'échantillonnage conduisent à choisir des zones où les lits silteux sont très fins, délaissant les zones à lits épais. Ce choix peut remettre en cause la validité des résultats et notamment lors de l'application des caractéristiques mécaniques obtenues au calcul de stabilité du massif.

Face à ces difficultés et afin d'étudier l'influence du litage sur la résistance au cisaillement, nous proposons une modélisation d'un échantillon d'argile litée. La simulation de l'essai de cisaillement par le calcul informatique permet, en modélisant un grand nombre de cas, de noter le rôle des divers paramètres (géométriques, mécaniques), ainsi que l'effet d'échelle. Nous avons donc mis au point un logiciel de calcul : ANISO.

-3- Influence du litage sur la résistance au cisaillement

-3.1- Le programme ANISO

-3.1.1- Présentation

Le programme ANISO permet d'étudier l'anisotropie mécanique d'un sol par simulation de l'essai de cisaillement à la boîte de Casagrande. Il évalue une résistance au cisaillement d'un sol formé par la superposition répétitive de couches de caractéristiques

différentes, et s'applique donc au cas des argiles litées. La résistance au cisaillement est donnée en fonction de l'orientation du plan de rupture par rapport au litage.

Nous avons conçu ce programme sur Turbo Pascal version 4.0. Les divers sous-programmes le composant permettent d'envisager les calculs pour le cas d'un litage régulier, et plus généralement pour le cas d'un litage quelconque. L'entrée des données est interactive et se fait au clavier.

La finalité de ces calculs ne réside pas dans les valeurs de résistance au cisaillement obtenues, mais dans l'analyse de l'influence des divers paramètres géométriques et géomécaniques.

Les résultats sont édités dans un fichier, et peuvent être ensuite présentés sous forme graphique en utilisant un tableur.

-3.1.2- Les paramètres de calcul

-a- Les paramètres géométriques

Ces paramètres sont de deux types :

- des paramètres liés au calcul de la résistance au cisaillement. Il s'agit de la longueur du plan de cisaillement, ainsi que l'angle θ entre le plan de cisaillement et un plan horizontal;
- des paramètres liés à la structure du matériau. Pour les deux familles de structure (litage régulier et litage quelconque), les figures 18 et 19 nous présentent les divers éléments de la géométrie régissant le calcul : cote, épaisseur, espacement.

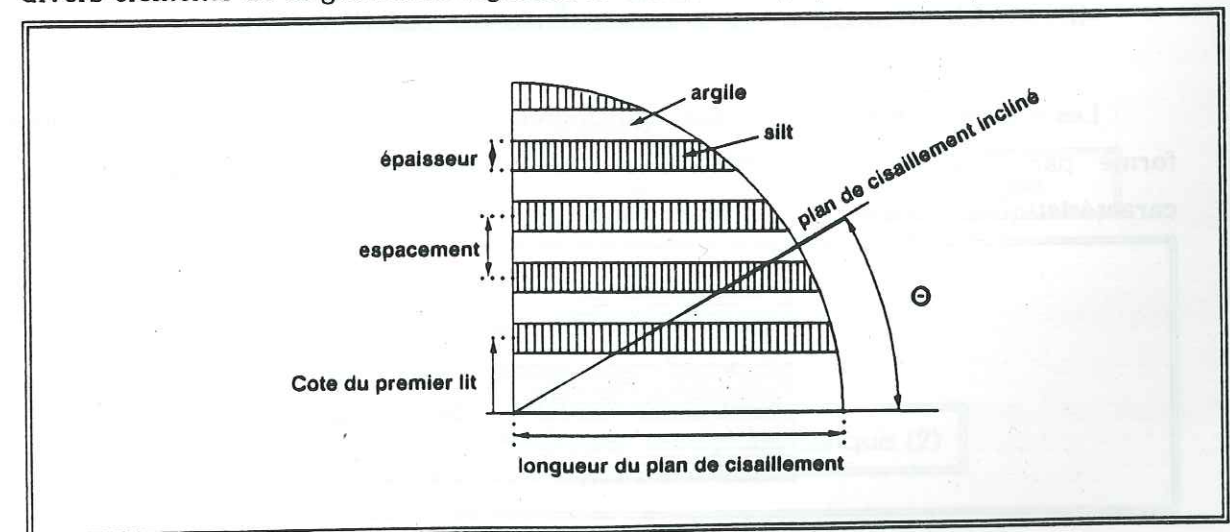


Figure 18 : Les paramètres géométriques pour le calcul dans le cas d'un litage régulier

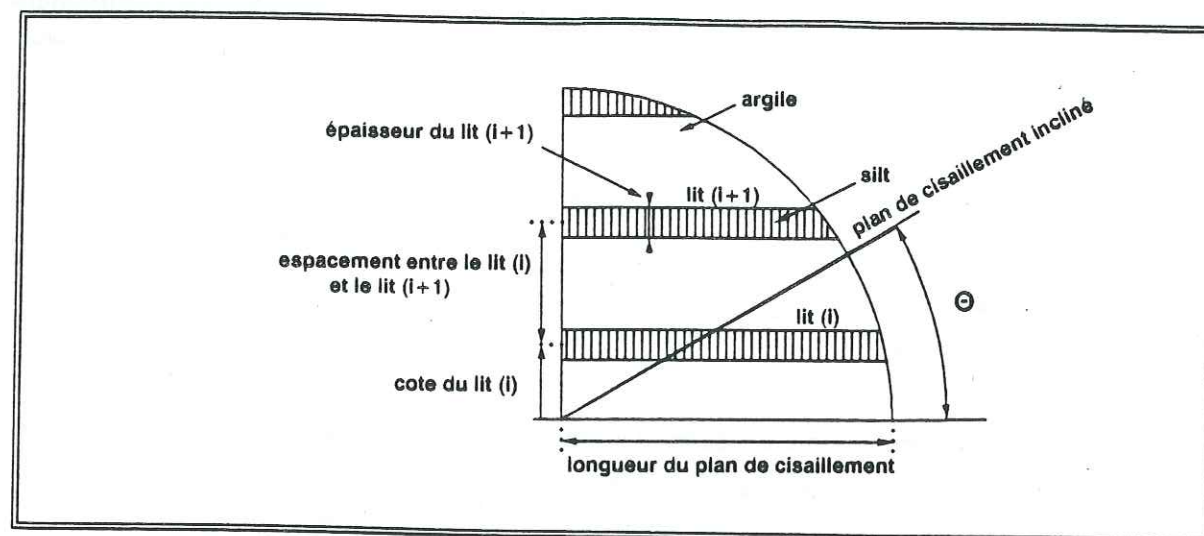


Figure 19 : Les paramètres géométriques dans le cas d'un litage quelconque

-b- Les paramètres géomécaniques

Ce sont les caractéristiques mécaniques (C et ϕ) des deux constituants que sont le silt et l'argile, et la contrainte normale permettant le calcul de la contrainte de cisaillement.

Nous retiendrons les caractéristiques suivantes :

- pour l'argile : $\phi' = 20^\circ$ et $C' = 10$ kPa. Ces valeurs correspondent à des résultats d'essais de cisaillement parallèle au litage sur des échantillons d'argiles litées très peu silteuses;

- pour le silt : $\phi' = 27.5^\circ$ et $C' = 10$ kPa. (résultat d'un seul essai)

-3.1.3- L'estimation de la contrainte de cisaillement

Les argiles glacio-lacustres sont considérées comme étant un "matériau composite" formé par l'association de deux sols : une argile et un silt, ayant chacun des caractéristiques mécaniques isotropes (figure 20).

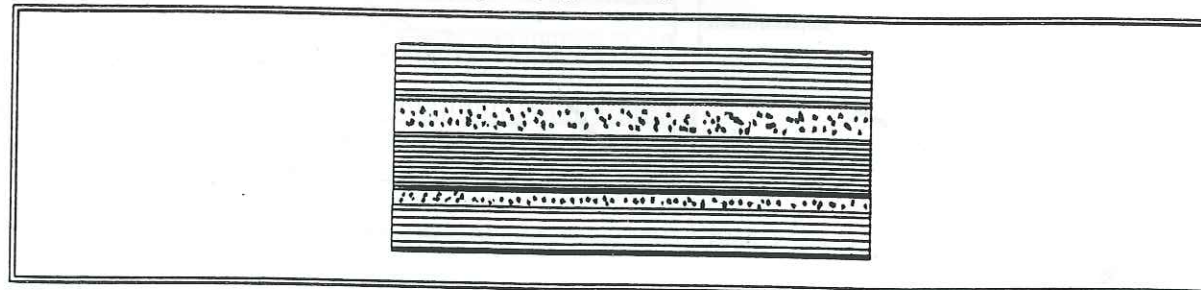


Figure 20 : Modèle de matériau multicouche

Connaissant les caractéristiques mécaniques des deux constituants, le programme ANISO se propose d'estimer la contrainte de cisaillement maximale selon une direction donnée. La représentation en quart de disque de l'échantillon (figures 18 et 19) a été choisie afin de conserver la longueur du plan de cisaillement. Ainsi, nous pourrions comparer les résultats.

La contrainte de cisaillement maximale s'écrit classiquement : $\tau = \sigma_n \cdot \tan \phi + C$.

Dans notre cas, pour une direction donnée, nous écrirons :

$$\tau(\theta) = P_{\text{silt}} (\sigma_n \cdot \tan \phi_{\text{silt}} + C_{\text{silt}}) + P_{\text{argile}} (\sigma_n \cdot \tan \phi_{\text{argile}} + C_{\text{argile}})$$

$$\text{ou } \tau(\theta) = \sigma_n \cdot (P_{\text{silt}} \cdot \tan \phi_{\text{silt}} + P_{\text{argile}} \cdot \tan \phi_{\text{argile}}) + (P_{\text{silt}} \cdot C_{\text{silt}} + P_{\text{argile}} \cdot C_{\text{argile}})$$

avec P_{silt} et P_{argile} , respectivement le pourcentage de silt et d'argile. Ces pourcentages sont des fonctions de l'angle θ .

Le calcul de $\tau(\theta)$ revient donc à estimer le pourcentage de silt et d'argile dans la direction donnée. Ce calcul suppose que la contrainte de cisaillement est proportionnelle au pourcentage des constituants.

Nous avons fait une hypothèse supplémentaire : pour une direction horizontale ($\theta = 0^\circ$), le cisaillement se produit dans un lit argileux.

Le programme ANISO se présente suivant le schéma suivant :

ANISO Version 4.2
Etude du cisaillement d'un sol anisotrope : les argiles litées
par Eric Vuillemet IRIGM 1991
* Turbo Pascal V 4.0 *

Procédure "Méca"

Entrée des caractéristiques mécaniques du silt et de l'argile

$\phi'_{\text{silt}} - C'_{\text{silt}} - \phi'_{\text{argile}} - C'_{\text{argile}}$

Le litage est-il régulier (1) ou quelconque (2)

(1)
Procédure Structure 1

Définition de l'anisotropie pour un litage régulier
Entrée des données sur le litage (selon une direction verticale)

ATTENTION : Le premier lit est un lit d'ARGILE

n° d'identification - Longueur du plan de cisaillement

Entrée des données géométriques

cote du premier lit de SILT - épaisseur des lits - espacement

(2)
Procédure Structure 2

Définition de l'anisotropie pour un litage quelconque
Entrée des données sur le litage (selon une direction verticale)

ATTENTION : Le premier lit est un lit d'ARGILE

n° d'identification - Longueur du plan de cisaillement

Entrée des données géométriques

nombre de lits de SILT

Entrée de la géométrie de chaque lit

épaisseur du lit n°i - cote du lit n°i

Procédure "Limite"

Entrée du pas de calcul pour l'angle "theta"

ANISO calcule les cotes de chaque frontière argile/silt

Procédure "Pourcentage"

ANISO détermine le pourcentage de silt et d'argile pour chaque direction

Procédure "Cisaillement"

Entrée de la contrainte normale appliquée

ANISO calcule la contrainte de cisaillement pour chaque direction

Procédure "Ecriture"

ANISO enregistre les résultats sur un fichier

Fin du programme

Un fichier-résultat se présente sous la forme suivante :

Calcul sur ANISO Version 4.2
Numero d'identification : st000
Nom du fichier resultat: a:es000.res
Cas du litage REGULIER
Longueur du plan de cisaillement: 0.100 m
Silt: Phi= 27.50 C (kPa)= 10
Argile: Phi= 20.00 C (kPa)= 10
Sigma: 100 kPa

theta	-	tau	-	X	-	Y
0		0.46397		0.46397		0.00000
10		0.48201		0.47468		0.08370
20		0.48228		0.45320		0.16495
30		0.47963		0.41537		0.23981
40		0.48102		0.36849		0.30920
50		0.48032		0.30875		0.36795
60		0.48024		0.24012		0.41590
70		0.48063		0.16439		0.45165
80		0.47987		0.08333		0.47258
90		0.47963		0.00000		0.47963

Légende : X,Y permettent le tracé de la représentation "polaire"

A partir de ce fichier, nous proposons deux présentations graphiques. La première donne $\tau(\theta)/\tau(\theta=0^\circ)$ en fonction de θ (figure 21). La seconde, dite "Représentation Polaire", trace $Y = \tau(\theta) \cdot \sin(\theta)$ en fonction de $X = \tau(\theta) \cdot \cos(\theta)$ (figure 22). Ainsi, pour un angle θ , on peut estimer $\tau(\theta)$. Chaque essai sera présenté par une fiche comportant un tableau des paramètres géométriques, et les deux graphes. Ces différentes fiches se trouvent en annexe.

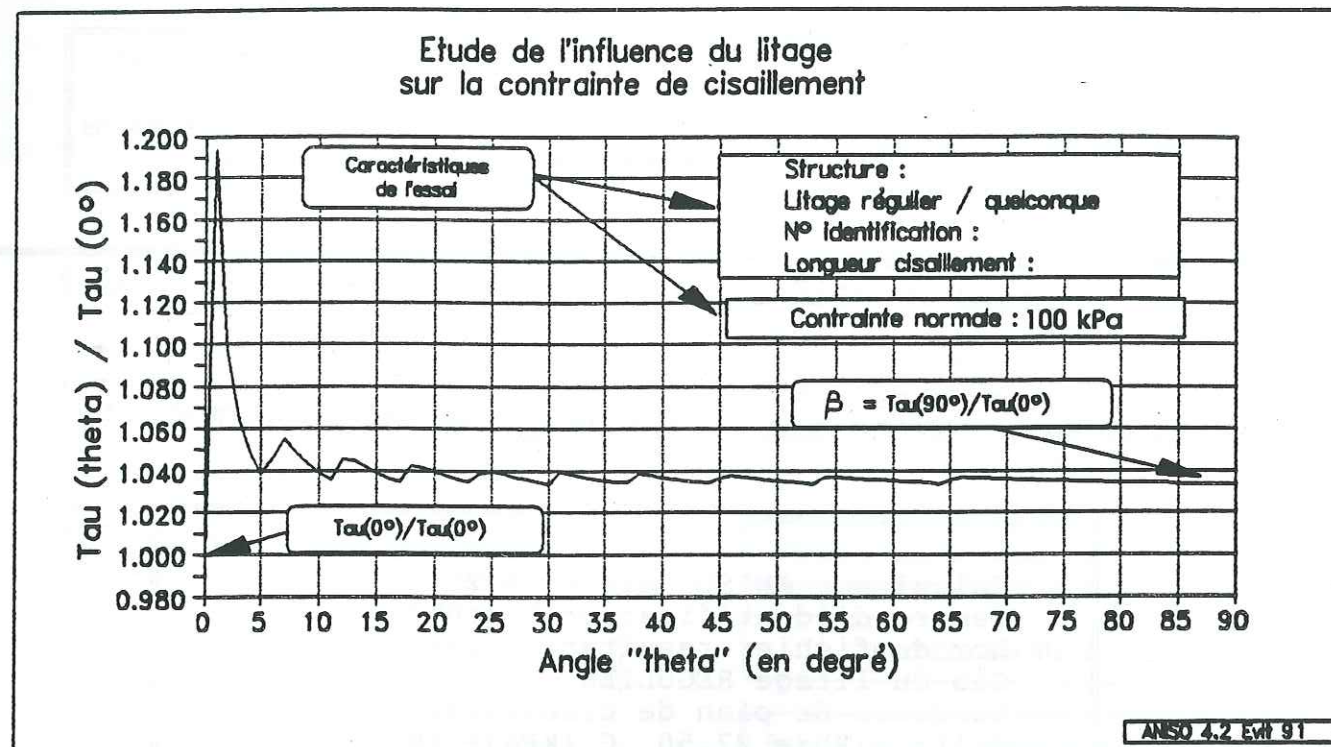


Figure 21 : Présentation graphique d'un résultat

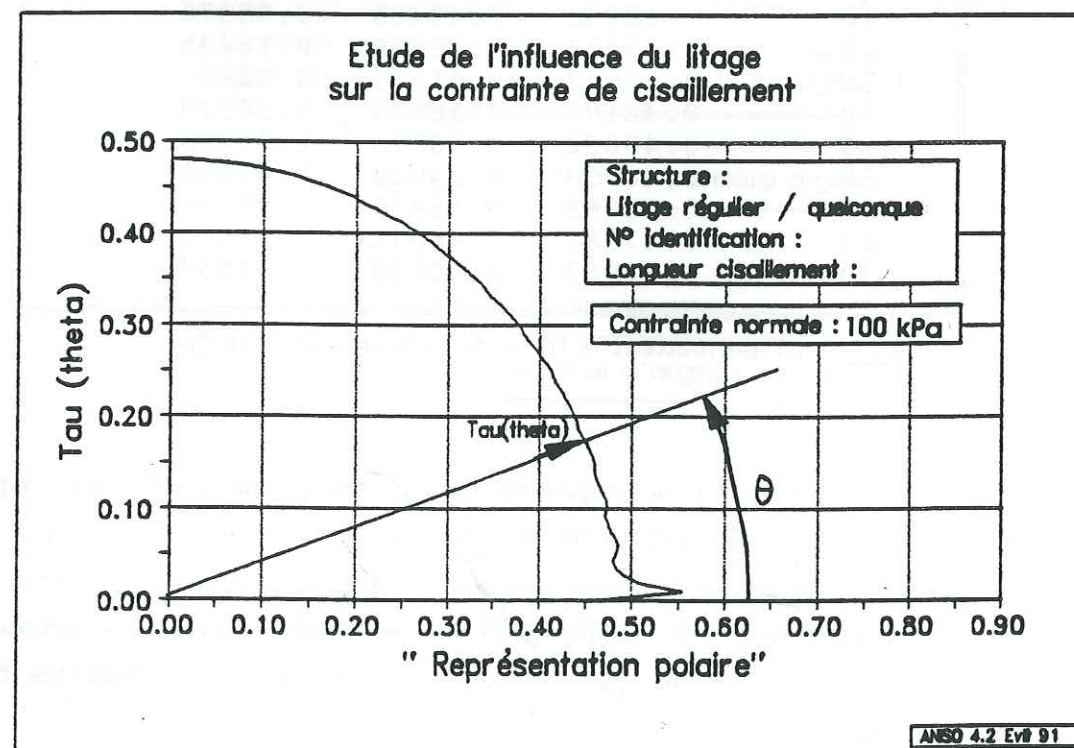


Figure 22 : "Représentation polaire" d'un résultat

-3.2- Influence des paramètres géométriques

Nous définissons le coefficient d'anisotropie $\beta = \tau[\theta=90^\circ] / \tau[\theta=0^\circ]$.

Dans le cas du litage régulier, nous avons choisi un coefficient adimensionnel :

- la pourcentage de silt $[P_{silt}]$ défini par le rapport : (nombre de lits * épaisseur)/(longueur du plan de cisaillement), pour une direction verticale.

-3.2.1- Influence de la longueur du plan de cisaillement

L'analyse des courbes des essais [es001 à es006] (voir annexe) nous montre la présence de points singuliers dans les valeurs de la contrainte de cisaillement (figure 23). Ces discontinuités s'expliquent par le choix du modèle du matériau.

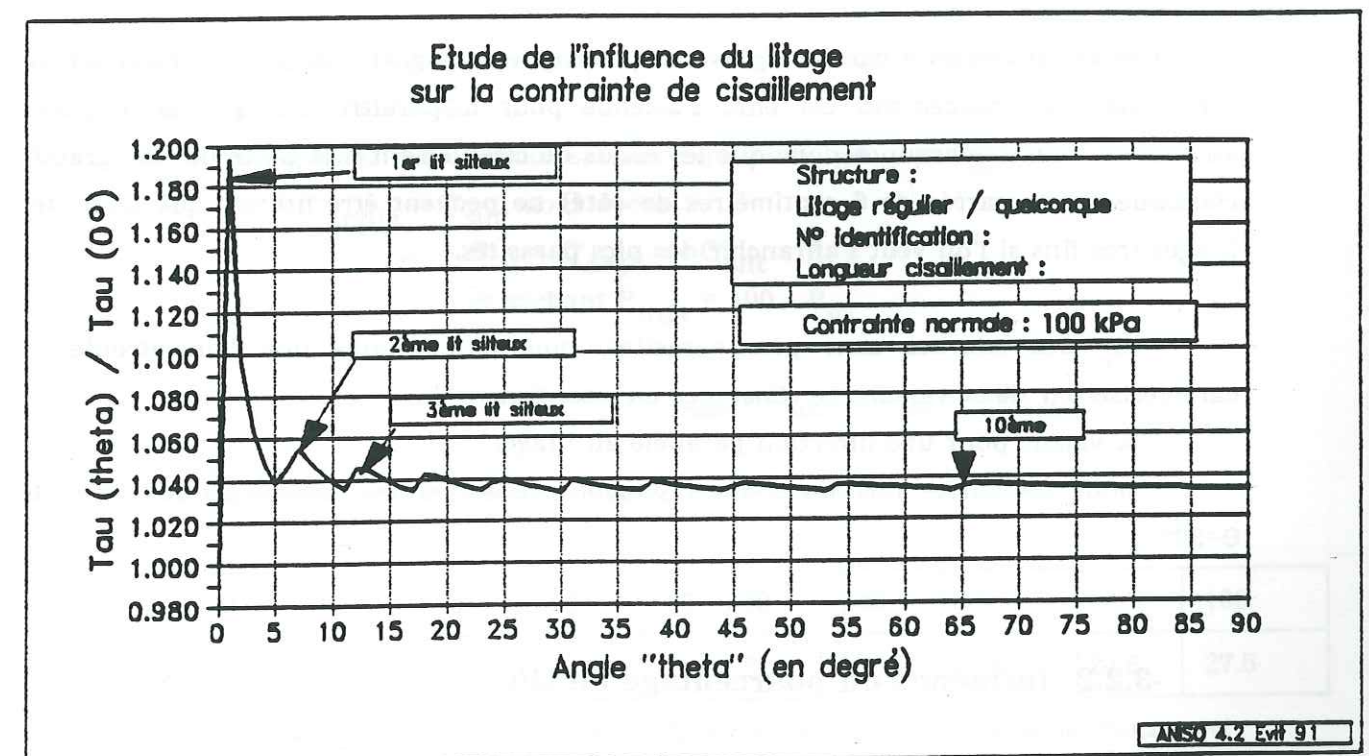


Figure 23 : Influence de la position des lits de silt

Le premier pic correspond au passage de la surface de cisaillement dans le premier lit silteux. Ce plan étant quasiment tangent au lit silteux (figure 24), le pourcentage de silt est très grand d'où une contrainte de cisaillement élevée. Dans la nature, nous ne pouvons observer ce cas, le plan de rupture se développera dans le plan de faiblesse du matériau qu'est le lit argileux.

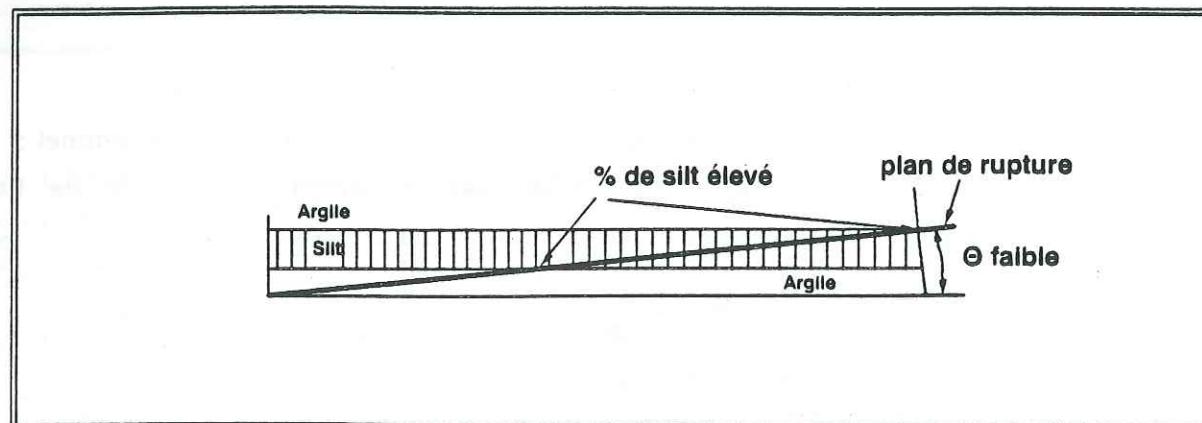


Figure 24 : Explication de la forte amplitude des premiers pics

Les lits suivants conduisent à la présence de pics, mais l'amplitude est de moins en moins prononcée.

Ces variations sont d'autant plus marquées que la longueur du plan de cisaillement est petite. Et inversement, cet effet s'atténue pour disparaître dès que la longueur augmente. Nous remarquons donc que les essais de cisaillement à la boîte de Casagrande classique (boîte carrée de 6 centimètres de côté) ne peuvent être utilisés que pour des litages très fins si l'on veut s'affranchir des pics parasites.

Pour des courbes sans pics parasites, nous remarquons que l'anisotropie se caractérise par deux valeurs de résistance au cisaillement :

- la valeur pour une direction parallèle au litage;
- pour les autres directions, nous pouvons conserver la résistance obtenue pour $\Theta=90^\circ$.

-3.2.2- Influence du pourcentage de silt

Nous présentons trois essais modélisant divers cas de pourcentage de silt :

- cas n°1 : un pourcentage élevé de 50 %, soient la présence de 500 lits de 0.1 mm [essai es007];
- cas d'un pourcentage faible :
 - cas n° 2a: un pourcentage très faible de 0.1 % modélisé par la présence d'un lit fin d'épaisseur 0.1 mm [essai es008];
 - cas n° 2b : un pourcentage faible de 10 % représenté par un lit de 1 cm [essai es009].

Pour des pourcentages de silt élevés, nous retrouvons le fait que l'on peut caractériser l'anisotropie par deux valeurs de résistance au cisaillement, valeurs pour $\Theta=0^\circ$ et $\Theta=90^\circ$.

Dans le cas de pourcentages de silt faibles, la présence d'un lit très fin dans la structure est sans influence sur la valeur de contrainte de cisaillement, tandis qu'un lit épais modifie cette valeur. L'anomalie liée à la présence du lit est plus ou moins marquée suivant la position du lit dans l'échantillon (le pic sera plus marqué si la cote du lit est faible, l'essai es010 présente l'influence de la position d'un lit).

-3.3- Les caractéristiques mécaniques équivalentes

La contrainte de cisaillement pour une direction verticale s'écrit :

$$\tau [\Theta=90^\circ] = \sigma_n \cdot (P_{\text{silt}[90^\circ]} \cdot \text{tg} \phi'_{\text{silt}} + P_{\text{argile}[90^\circ]} \cdot \text{tg} \phi'_{\text{argile}}) + (P_{\text{silt}[90^\circ]} \cdot C'_{\text{silt}} + P_{\text{argile}[90^\circ]} \cdot C'_{\text{argile}})$$

Nous pouvons aussi l'écrire sous la forme : $\tau = \sigma_n \cdot \text{tg} \phi'_{\text{eq}} + C'_{\text{eq}}$

Par analogie des deux formules, nous exprimons $\text{tg} \phi'_{\text{eq}}$ et C'_{eq} et comme $C'_{\text{argile}} = C'_{\text{silt}}$ nous avons :

$$C'_{\text{eq}} = C'_{\text{argile}} = C'_{\text{silt}}$$

et sachant $P_{\text{argile}} = 100 - P_{\text{silt}}$

$$\text{tg} \phi'_{\text{eq}} = \text{tg} \phi'_{\text{argile}} + P_{\text{silt}} \cdot [\text{tg} \phi'_{\text{silt}} - \text{tg} \phi'_{\text{argile}}]$$

Ce qui nous conduit à exprimer quelques résultats dans le tableau IV.

P_{silt}	0	5	10	20	25	30	40	50	60	100
$\phi'_{\text{eq}} (^\circ)$	20	20.4	20.8	21.5	22	22.3	23.1	23.8	24.6	27.5

Tableau IV : Résultats de la relation "pourcentage de silt - angle de frottement équivalent"

Pour les argiles litées, les valeurs de pourcentage de silt varient entre 0 et 50 %, ce qui conduit, pour les caractéristiques mécaniques choisies, à une fourchette des angles de frottement équivalents de 20 à 24°.

-3.4- Conclusion

Avec cette étude, nous remarquons que pour un échantillon représentatif (pas d'effet d'échelle), la connaissance des résistances pour $\theta = 0^\circ$ et $\theta = 90^\circ$ et du pourcentage moyen de silt suffisent à caractériser l'anisotropie. Néanmoins, la validité des essais de laboratoire peut être remise en cause. En effet, un essai nécessite au moins trois échantillons identiques, or chaque échantillon est un cas particulier vis à vis du litage. Il faudrait donc multiplier les essais de laboratoire en prenant garde de bien noter les paramètres géométriques. En pratique, cette solution est coûteuse et les résultats peuvent ne pas être concluants.

Même si la connaissance des caractéristiques de chaque constituant est approximative et malgré les variations de la géométrie, nous retiendrons les résultats suivants :

- | |
|--------------------------------------|
| - C' horizontale # 5 - 10 kPa |
| - ϕ' horizontal # 20° |
| - C' verticale # 10 - 20 kPa |
| - ϕ' vertical # $20 - 24^\circ$ |
| - C' résiduelle # 0 kPa |
| - ϕ' résiduel # 18° |

-4- La notion de fluage

-4.1- Présentation

Le fluage d'un matériau quelconque est la déformation qu'il subit dans le temps lorsqu'il est soumis à un état de contrainte permanent.

De l'ensemble des études des relations entre contraintes et déformations de fluage, se dégagent deux grandes catégories de déformations :

- la déformation volumique;
- la déformation de cisaillement.

Nous nous intéresserons au fluage des sols soumis au cisaillement afin d'expliquer certaines observations de terrain, et notamment le moutonnement sur faible pente.

Les essais de laboratoire peuvent être menés sur divers types d'appareils. Nous avons retenu la boîte de cisaillement plan du L.C.P.C. modifiée. Dans cet essai,

l'échantillon subit des déformations de cisaillement dans un volume de faible épaisseur situé de part et d'autre de la surface plane de glissement relatif des deux demi-conteneurs rigides qui entourent l'échantillon. Dans notre cas, les déplacements relatifs sont rectilignes. Néanmoins, la boîte de cisaillement plan ne peut permettre qu'une étude qualitative du fluage de sol au cisaillement, car les déformations et les états de contrainte sont inconnus.

-4.2- Les divers comportements au fluage

Contrairement à la déformation de fluage en compression oedométrique qui est toujours de nature amortie, la déformation de fluage des sols au cisaillement peut se développer de trois manières (figure 25):

- elle est amortie et se stabilise en deçà d'une certaine valeur limite, le seuil de Bingham;
- elle est amortie puis se développe suivant un écoulement à vitesse stabilisée;
- elle atteint une vitesse stable puis, au-delà d'une certaine valeur de déformation, sa vitesse s'accroît et la rupture se produit.

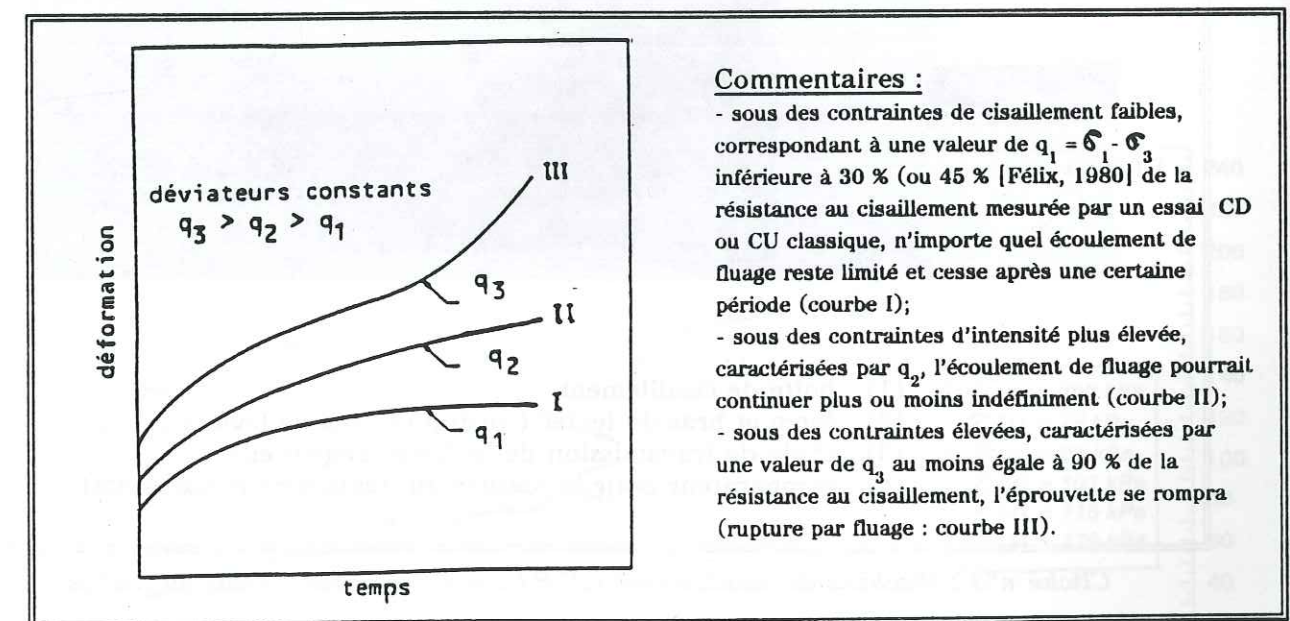
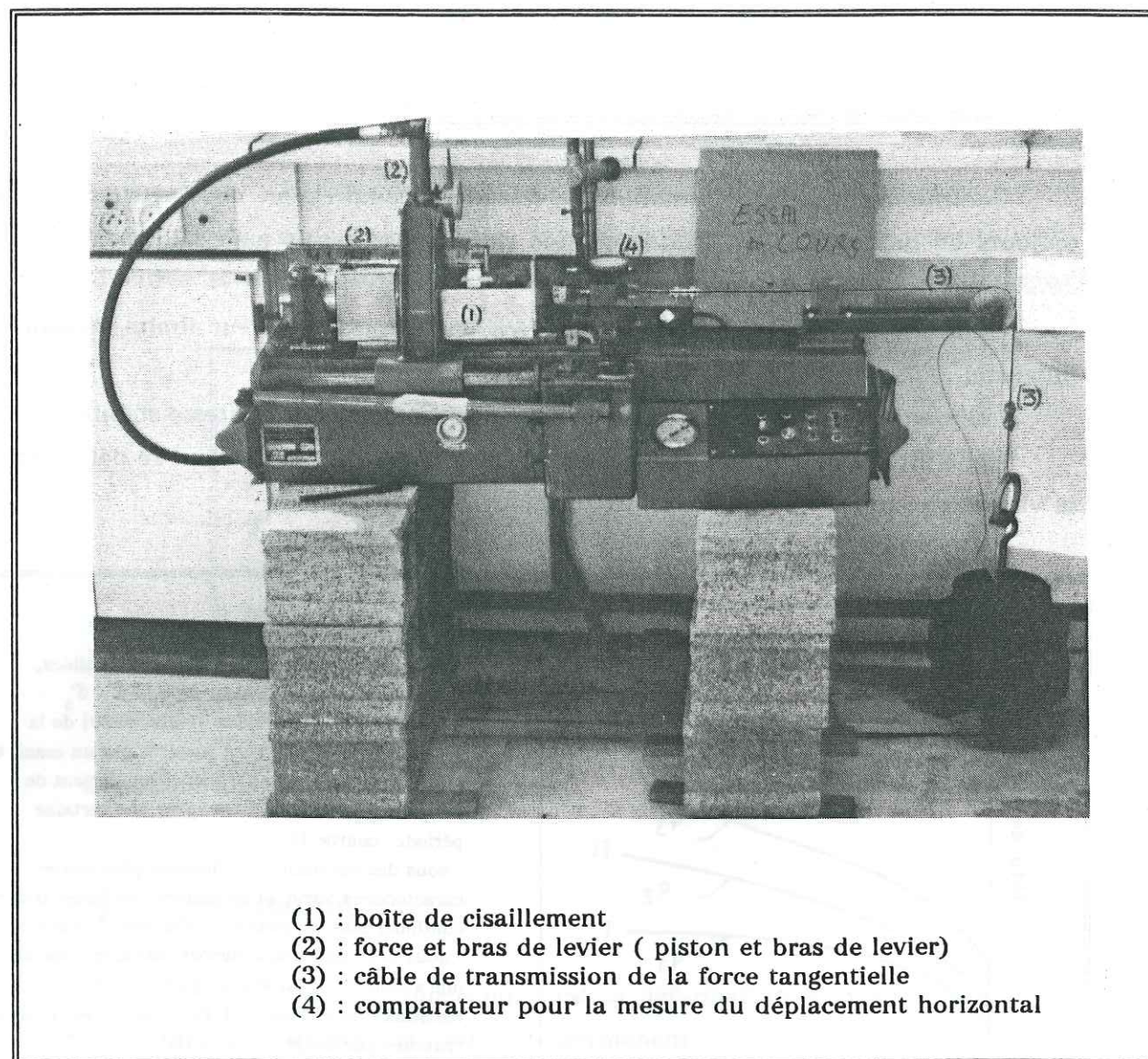


Figure 25 : Le comportement typique d'une éprouvette d'argile sous un déviateur constant en conditions drainées ou non drainées [Singh & Mitchell, 1968]

Dans la nature, suivant les contraintes appliquées et la nature physico-mécanique des sols, le fluage au cisaillement peut concerner toute l'épaisseur de la masse de sol, contrairement aux essais à la boîte de cisaillement modifiée, où seul un volume restreint, réparti autour d'une surface de rupture, est sollicité.

4.3- Quelques essais de fluage

Nous avons réalisé des essais de fluage au cisaillement sur une machine de cisaillement modifiée pour appliquer un effort tangentiel constant (cliché n°3).



Cliché n°3 : Machine de cisaillement L.C.P.C. modifiée pour l'essai de fluage

Les courbes expérimentales (figures 26 et 27) nous montrent le comportement amorti et non amorti des argiles du Trièves. Pour chaque palier de chargement, nous observons une déformation instantanée suivie d'une vitesse de déformation décroissante (palier de déformation) ou stabilisée. Ces observations restent qualitatives.

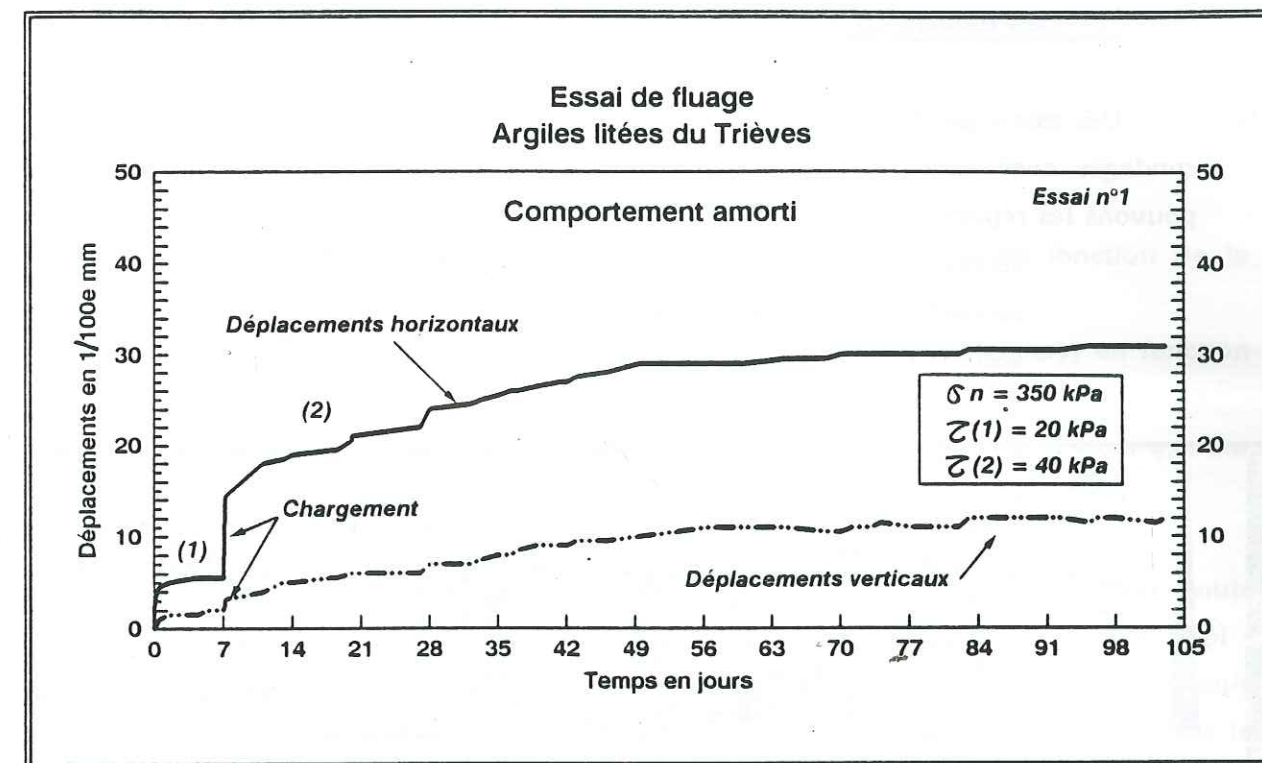


Figure 26 : Essai de fluage au cisaillement n°1

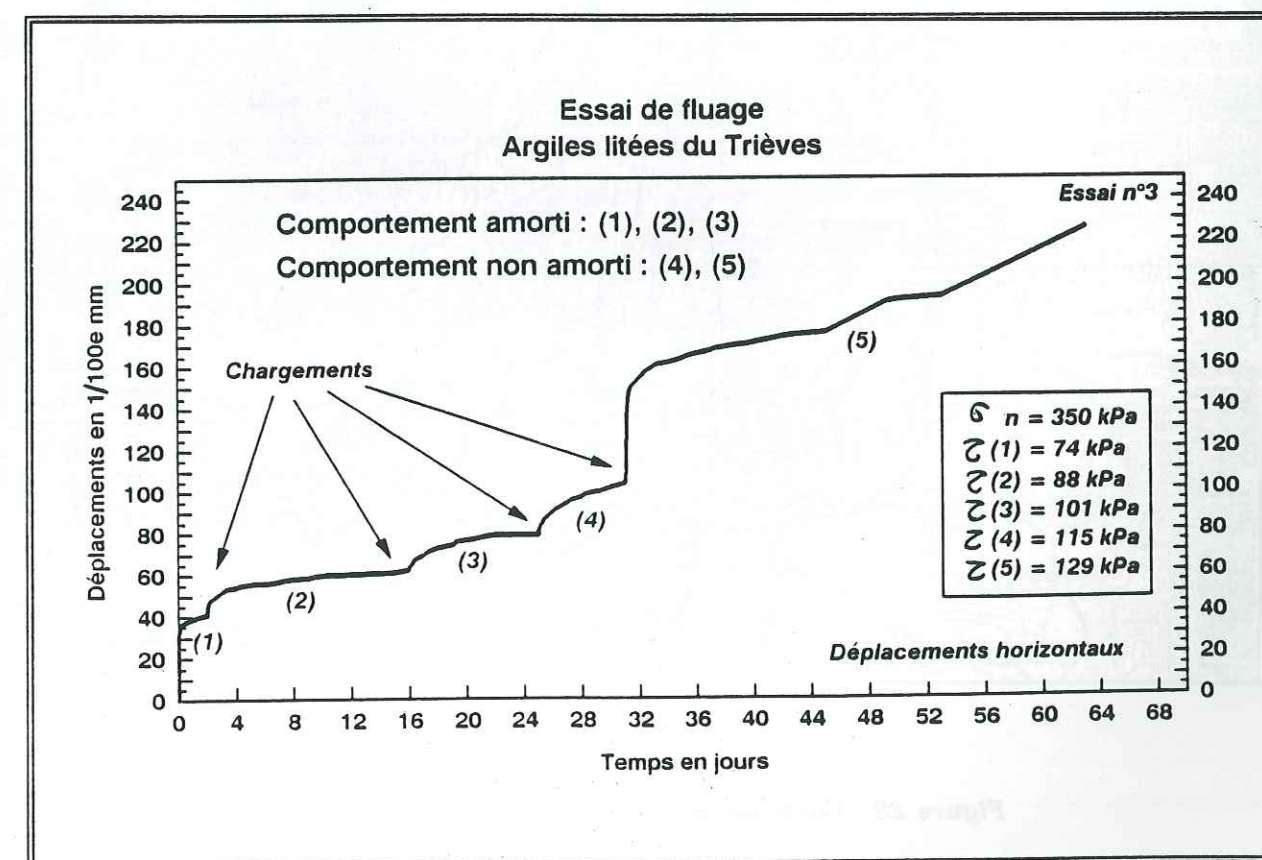


Figure 27 : Essai de fluage au cisaillement n°3

-5- Les essais in situ : Les essais pressiométriques

Ces essais permettent d'étudier le comportement mécanique in situ des argiles. Dix sondages avec essais pressiométriques ont été réalisés dans les argiles litées. Nous pouvons les répartir en trois secteurs (figure 28) :

- secteur I : les argiles de Monestier-de-Clermont (W44, W45, PR102, PR103)
- secteur II : les argiles de Lavars (X1bis, W31, W49, PR6, PR7)
- secteur III : les argiles de Cordéac

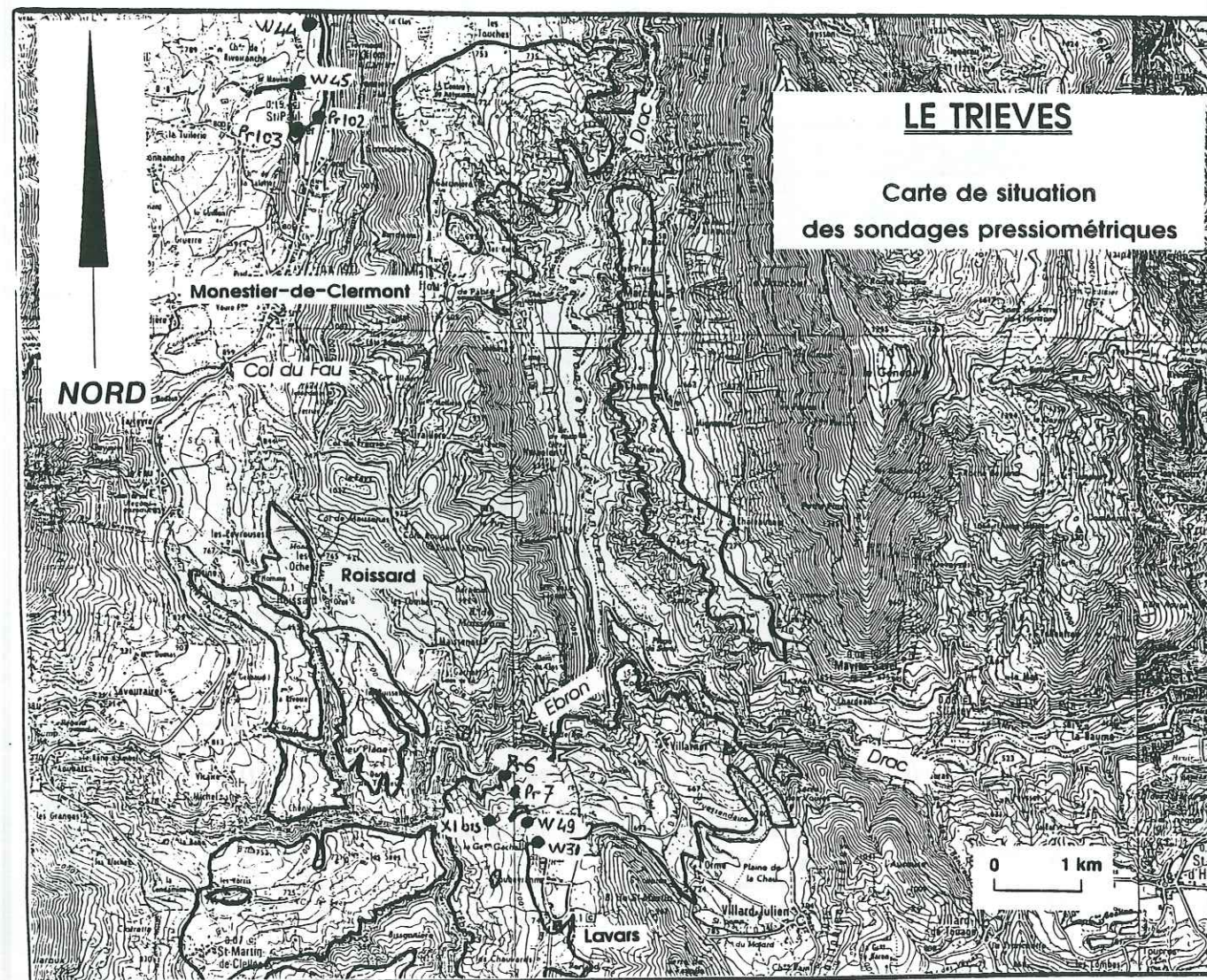


Figure 28 : Carte de situation des sondages pressiométriques

-5.1- Les essais et leur interprétation

-5.1.1- Présentation

Nous présentons ici pour chaque sondage :

- la courbe de variation du module pressiométrique E en fonction de la profondeur;
- la courbe présentant la variation du coefficient $[E / (p_l - p_o)]$ en fonction de la profondeur;
- des observations sur la variation du module pressiométrique E ainsi que sur la présence de zones particulières.

Nous avons choisi de tracer la variation du coefficient $[E / (p_l - p_o)]$ car Louis Ménard [1957] avait attiré l'attention sur le fait que les valeurs de ce rapport $[E / (p_l - p_o)]$ sont en liaison avec l'"histoire" du sol et en particulier de sa "raideur". Ainsi, Louis Ménard propose une classification des sols argileux en fonction de ce coefficient dans le tableau V.

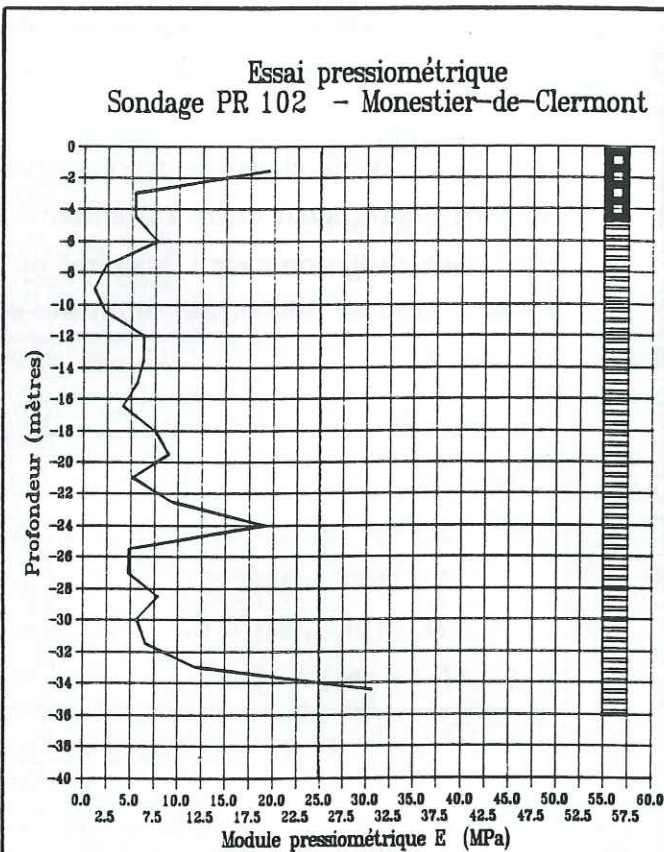
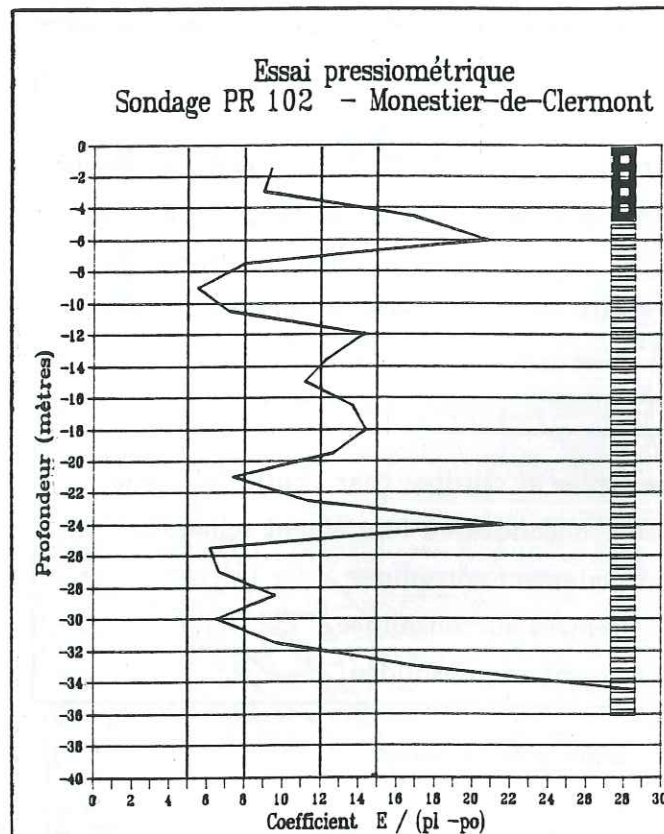
$[E / (p_l - p_o)] < 5$	argile remaniée et triturée (par l'outil de forage)
$5 < [E / (p_l - p_o)] < 8$	argile sous-consolidée ou légèrement remaniée
$8 < [E / (p_l - p_o)] < 12$	argile normalement consolidée
$12 < [E / (p_l - p_o)] < 15$	argile légèrement surconsolidée
$[E / (p_l - p_o)] > 15$	argile fortement surconsolidée

Tableau V : Classification des sols argileux

-5.1.2- Les essais

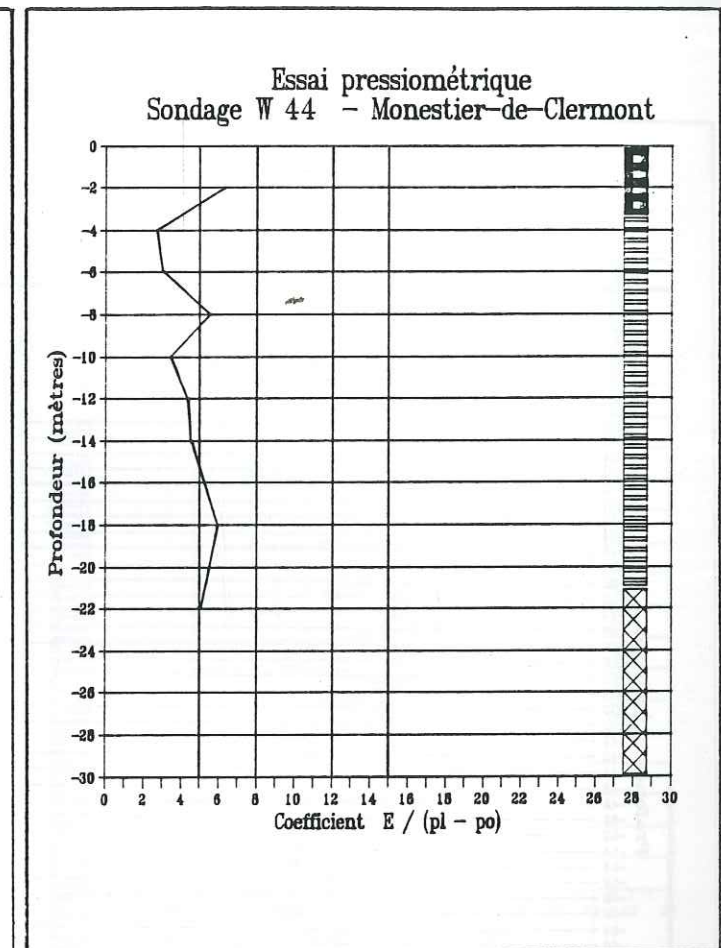
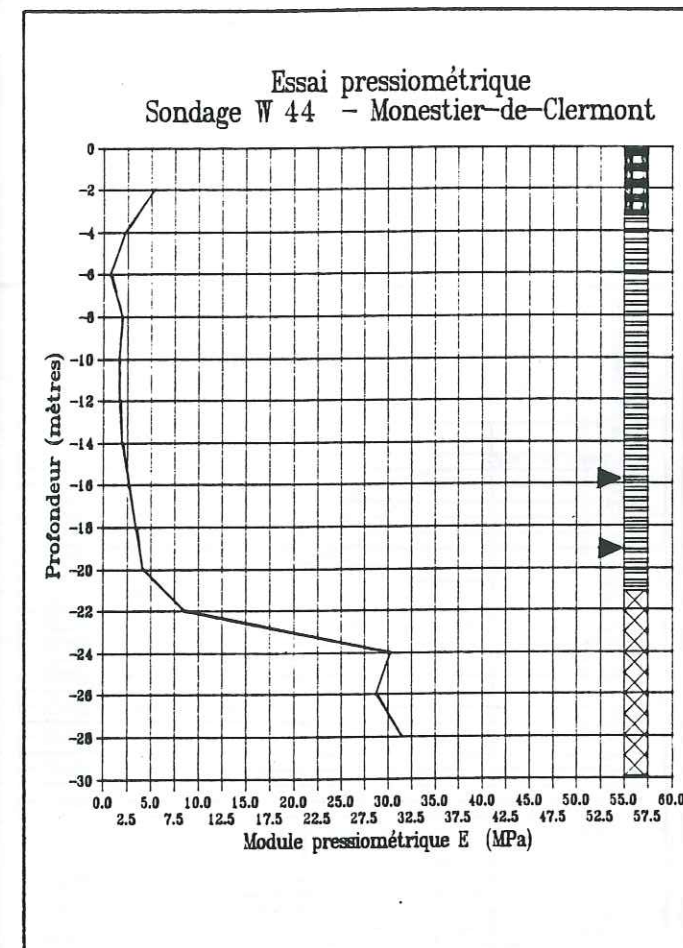
Secteur I : Sondage PR 102

Nous avons une argile légèrement surconsolidée avec un module pressiométrique variant de 5 à 10 MPa. Nous remarquons la présence de deux zones légèrement remaniées (8-10 m & 25-31 m) ayant un module pressiométrique plus faible.



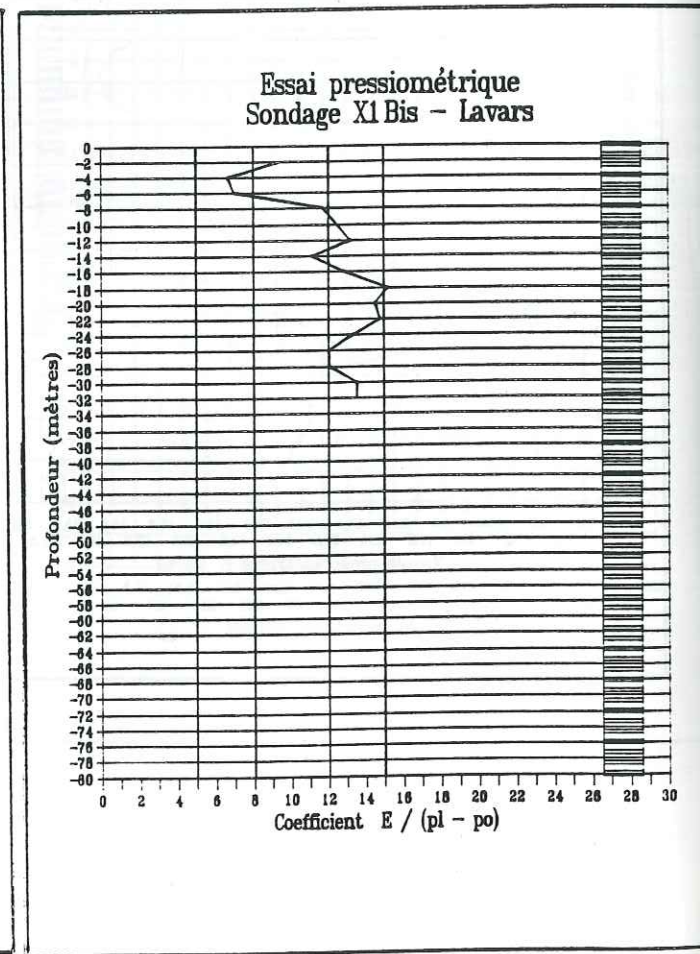
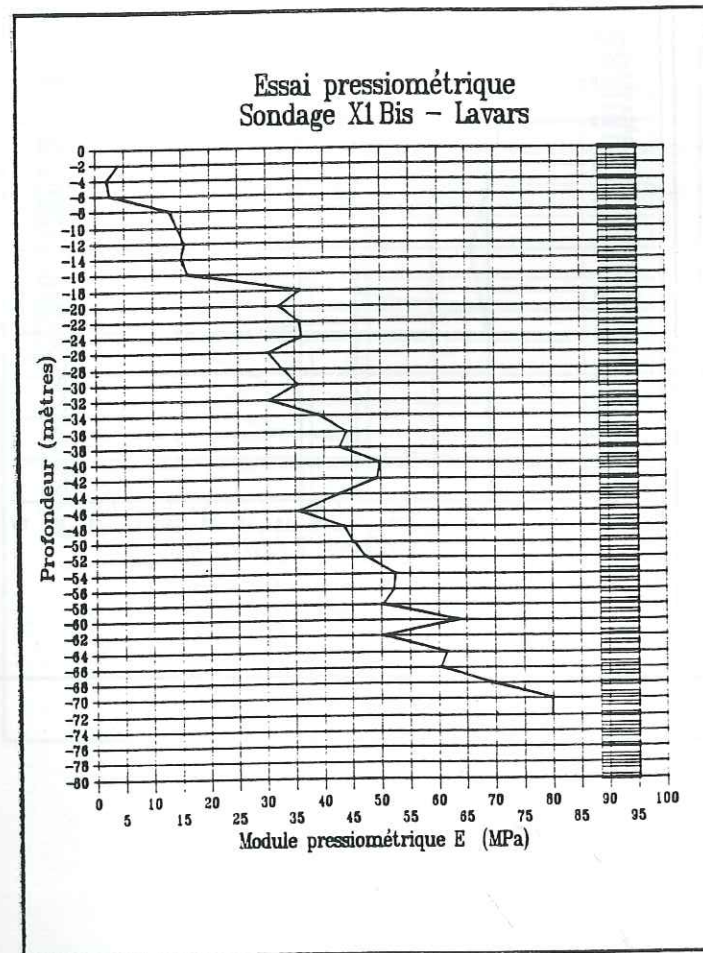
Secteur I : Sondage W44

Nous rencontrons une argile sans consistance, très difficile à forer. Le module pressiométrique reste très faible (inférieur à 3 MPa).



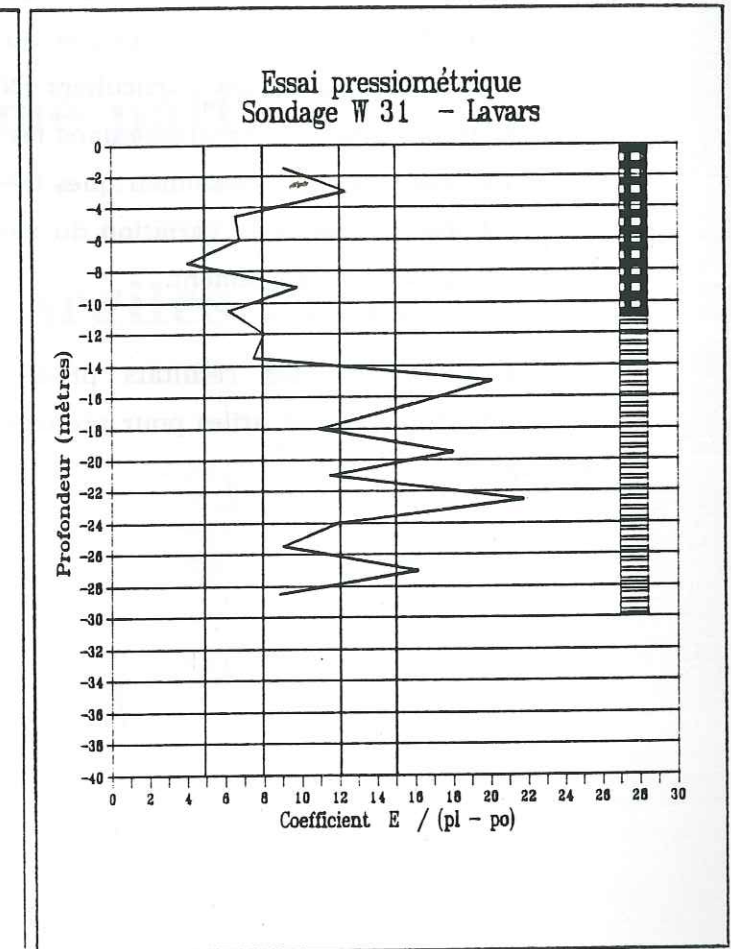
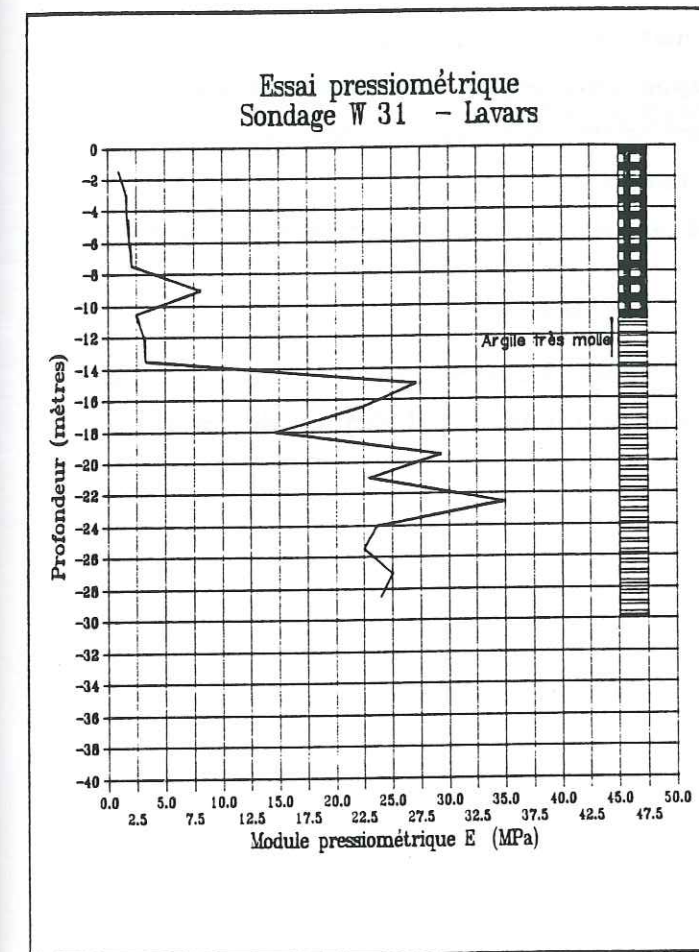
Secteur II : Sondage X1bis

L'argile est normalement consolidée à légèrement surconsolidée. Nous observons un accroissement du module pressiométrique avec la profondeur (E atteint 80 MPa). Nous remarquons la présence d'une zone superficielle de caractéristiques moindres ($E < 5$ MPa) témoignant de la présence d'un glissement superficiel (profondeur de la surface de glissement : 6 mètres). De plus, nous remarquons à la profondeur de 16 mètres un changement de pente dans l'accroissement du module pressiométrique. Ceci témoigne de l'existence d'une surface de rupture, comme le confirmeront les résultats inclinométriques.



Secteur II : Sondage W31

Le matériau est légèrement surconsolidée. Nous remarquons qu'au contact avec les formations sablo-limoneuses, les argiles sous-jacentes ont des caractéristiques médiocres sur quelques mètres. Ceci est lié au changement d'état physique du matériau, saturé par la nappe supérieure.



-5.1.3- Conclusions

Nous remarquons que les essais pressiométriques sont bien adaptés à la reconnaissance in situ des argiles litées.

Nous pouvons alors retenir :

- pour une argile litée remaniée le module pressiométrique E varie entre 1 et 5 MPa;
- pour une argile "saine", le module dépasse 10 MPa et peut atteindre 80 MPa.

Deux autres remarques sont intéressantes :

- le changement d'état physique du matériau sur des sites correspondant à des contextes géologiques particuliers (Nappe sous-jacente en charge à Monestier-de-Clermont, nappe phréatique dans les formations supérieures perméables) se traduit par des modules pressiométriques très faibles;
- l'observation de la variation du module pressiométrique peut révéler la présence de surfaces de glissement.

L'observation des résultats pressiométriques associée aux résultats du suivi inclinométrique seront utiles pour proposer des solutions de stabilisation de versant par clouage.

Deuxième partie

L'eau & les argiles litées

Chapitre I

L'eau dans le sol - Généralités

-1- L'eau dans le sol

L'eau existe dans le sol sous diverses formes :

- *l'eau de constitution et de cristallisation*, partie intégrante de la composition des minéraux;
- *l'eau adsorbée*, qui forme autour des grains une pellicule fortement adhérente douée d'une viscosité très élevée et même d'une certaine rigidité;
- *l'eau capillaire* ou de rétention que l'on rencontre dans les sols non saturés et qui se maintient au contact des particules solides sous l'action des tensions superficielles qui prennent naissance à l'interface eau-air. Cette eau, malgré l'effet de la pesanteur, ne peut s'écouler librement;
- *l'eau libre* dite de gravité, qui remplit les pores et les vides. Elle peut s'écouler librement.

Dans une nappe libre au repos, on peut distinguer, de bas en haut, trois zones (figure 29) :

- la zone de *l'eau libre* située au-dessous du niveau hydrostatique que l'on mesure dans un piézomètre ouvert;
- la *frange capillaire* qui comprend elle-même, à sa base, une zone de saturation dans laquelle tous les pores du sol sont remplis d'eau maintenue en équilibre par les tensions superficielles (eau capillaire continue) et au-dessus une zone de rétention dans laquelle certains pores sont occupés par l'eau et les autres par de l'air ou de la vapeur d'eau (eau capillaire isolée);
- enfin, tout à fait en surface, une *zone de dessiccation* temporaire dont la teneur faible en eau varie selon les conditions extérieures.

Mais l'eau ne se présente pas toujours dans la nature sous la forme d'une nappe libre au repos. On rencontre en effet fréquemment des nappes libres en mouvement, mais aussi des nappes captives qui sont constituées par des eaux maintenues en charge entre deux horizons de faible perméabilité.

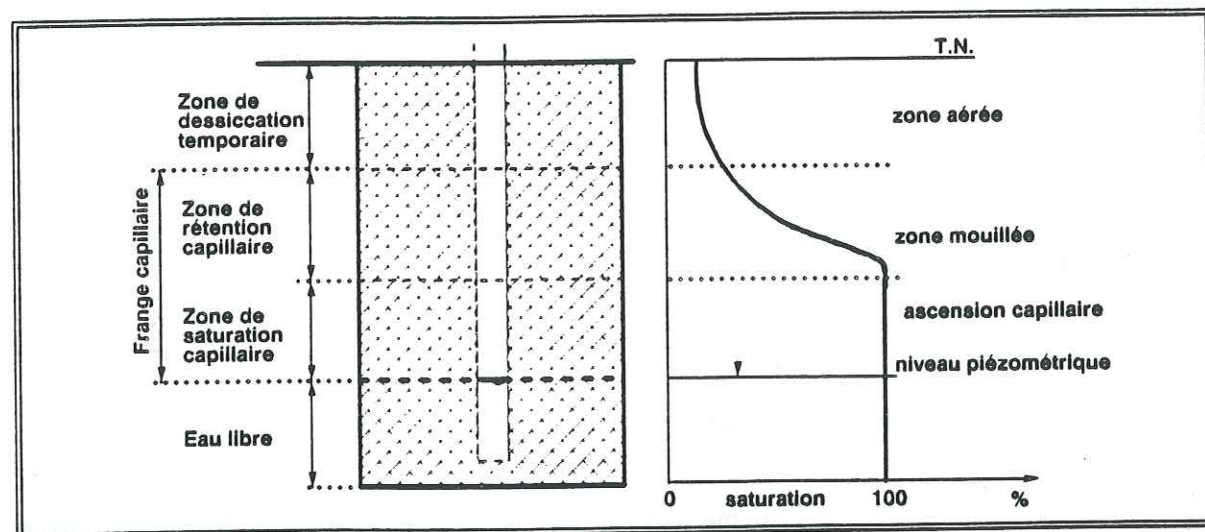


Figure 29 : Répartition de l'eau dans un sol

Dans les massifs d'argiles litées, nous pouvons distinguer généralement deux régimes hydrauliques. En effet, on peut considérer que l'on a une couche supérieure d'argiles "déstructurées" formant un aquifère, et une couche d'argiles litées "non remaniées" en constituant un autre. Ces deux régimes ont été observés sur le site de Ponsonnas [van Genuchten, van Asch]. Le suivi piézométrique a montré l'indépendance des deux régimes hydrauliques (figure 30).

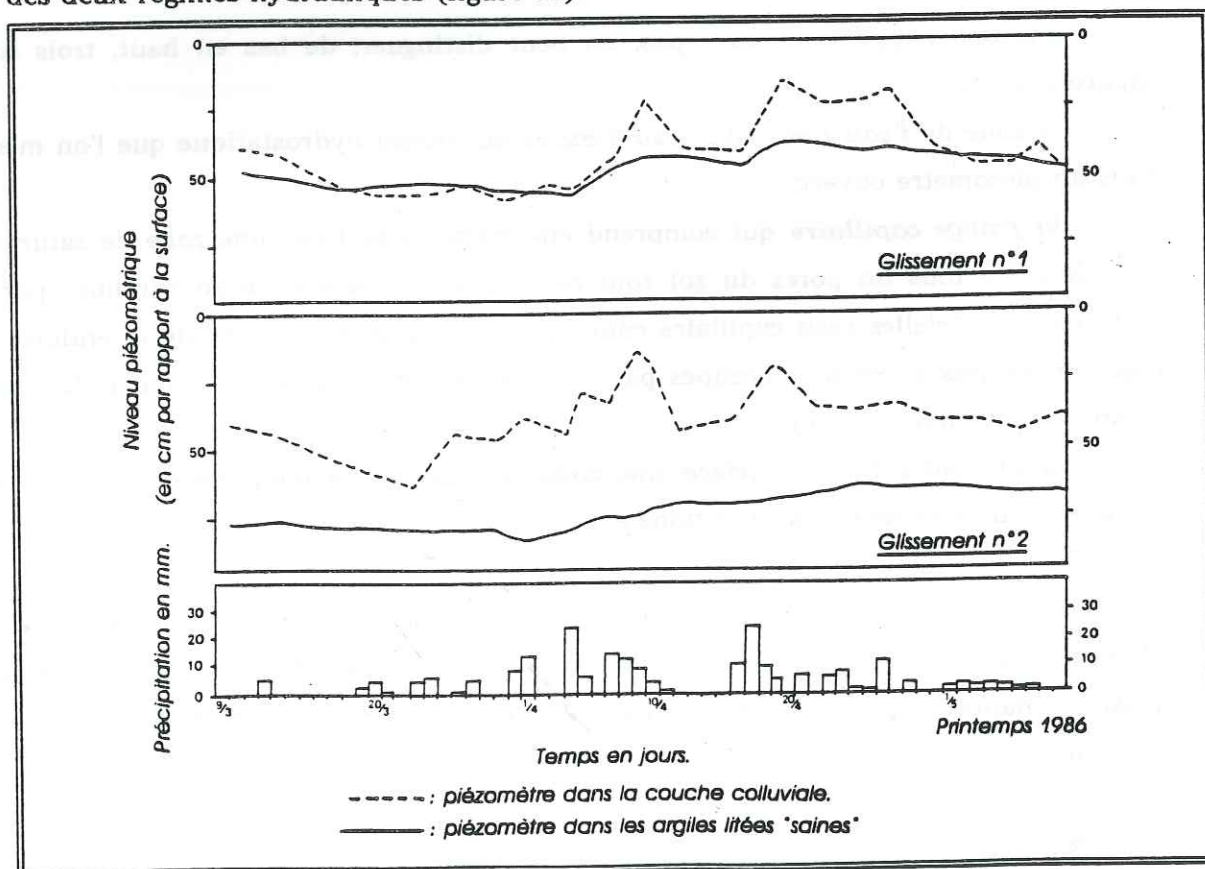


Figure 30 : Suivi piézométrique sur un site de Ponsonnas [van Genuchten, 1989]

Dans la zone supérieure, le régime hydraulique est en relation directe avec le degré de fissuration de l'argile, et les facteurs suivants : précipitations et fontes de neige, évapotranspiration, topographie,... En effet, durant les périodes "humides", le niveau piézométrique se confond avec la surface topographique, tandis que pendant les périodes "sèches", cette 'nappe' disparaît mais le massif garde une teneur en eau élevée.

Dans la zone inférieure, le régime hydraulique dépend essentiellement de l'anisotropie de perméabilité, des conditions aux limites, et de la géométrie du bassin drainant. La distribution des pressions interstitielles est influencée par la présence d'une couche perméable inférieure et sa géométrie [Lafleur, 1980]. Cet aquifère peut jouer un rôle stabilisateur s'il draine les argiles supérieures, ou un rôle destabilisateur si l'eau est en charge.

Nous avons observé deux cas où les conditions hydrauliques aux limites étaient opposées. Sur le site de Lavars -lieu dit Bouchaire, rive gauche du ravin des Cabasses-, la mesure des teneurs en eau w% à différentes profondeurs nous montre le rôle drainant des formations graveleuses situées sous les argiles litées (figure 31).

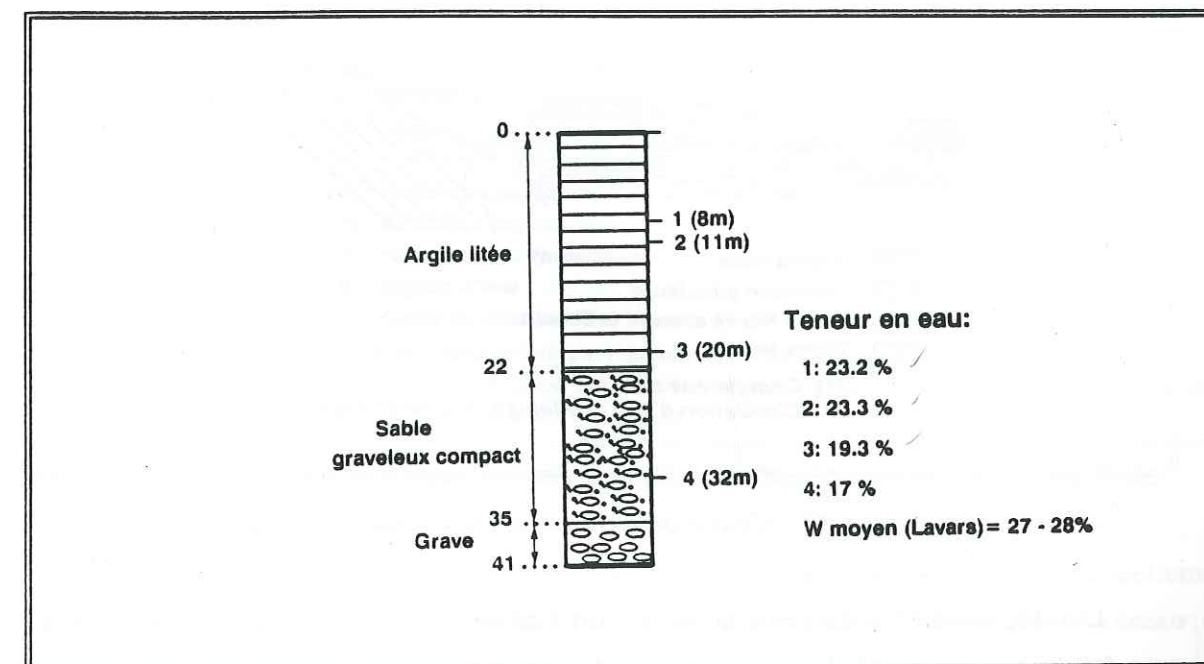


Figure 31 : Coupe du sondage VPRH 15b

Par contre, la coupe géologique et les données hydrogéologiques du sondage X7 effectué au lieu-dit Pépinières (au Nord de Monestier-de-Clermont), nous signale le rôle néfaste de l'eau dans la stabilité d'un versant. En effet, les formations graveleuses perméables sous-jacentes sont le siège d'une nappe captive (figures 32 et 33).

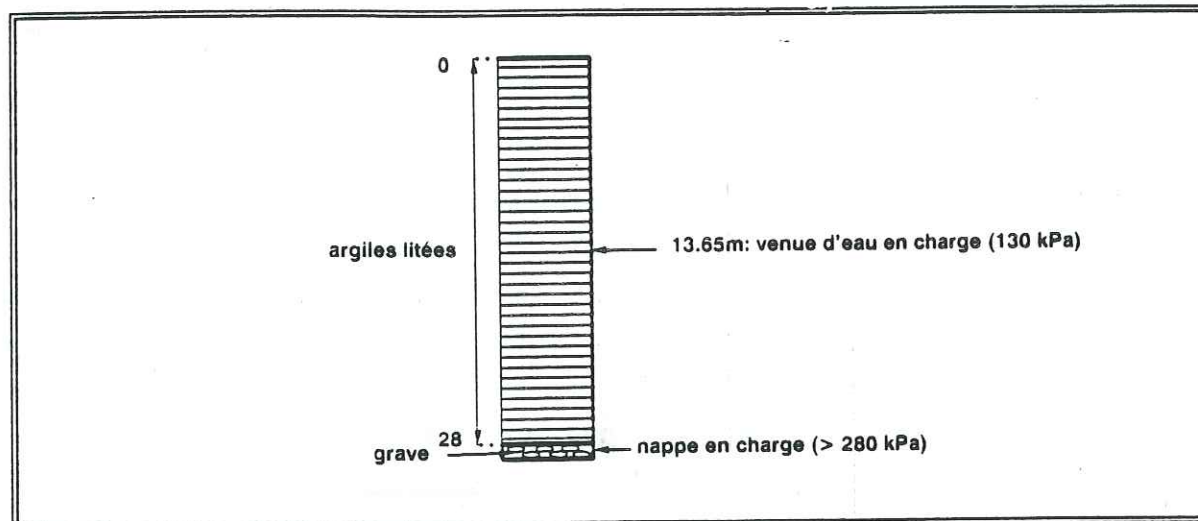


Figure 32 : Coupe du sondage X7

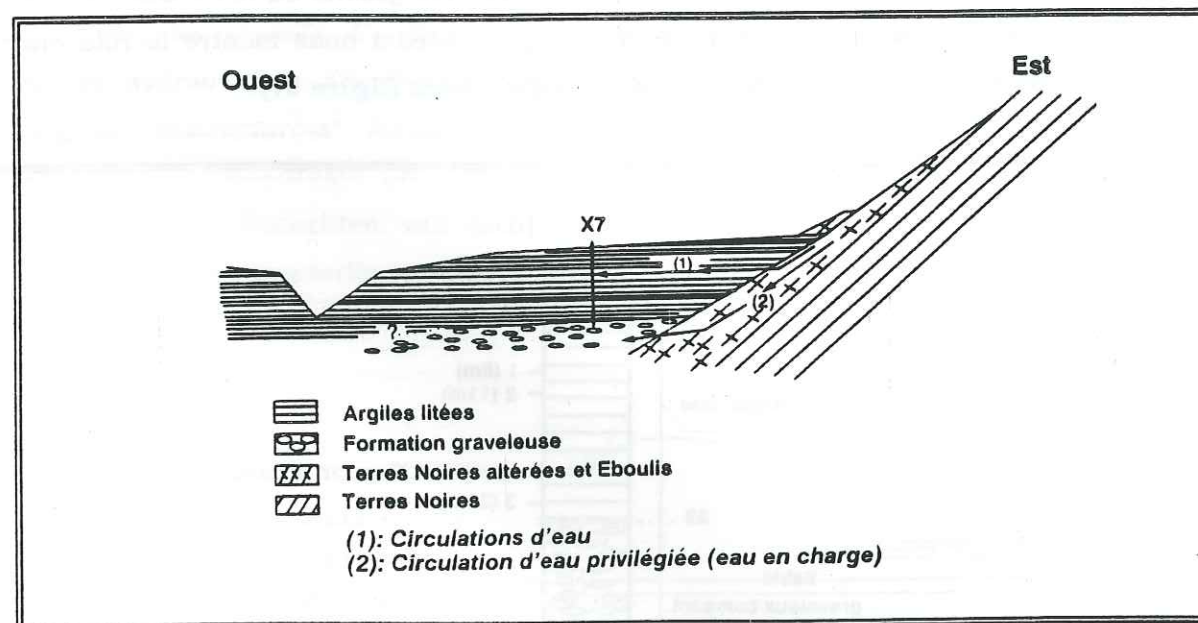


Figure 33 : Coupe géologique schématique du versant

Les déplacements de l'eau au sein d'un matériau argileux sont réduits du fait de la très faible perméabilité. Les circulations du fluide dans un massif argileux sain sont à priori négligeables par rapport aux circulations privilégiées citées ci-après :

- les fissures d'origine mécanique diverse : par cisaillement, par traction (fissure de retrait,...);
- les lits silteux, mais leur continuité dans l'espace n'est pas prouvée (interruption par rupture, pincement,...);
- les zones à structure perturbée : surface de glissement, déformation synsédimentaire,...;

Afin d'illustrer ces propos, nous proposons un schéma récapitulatif (figure 34).

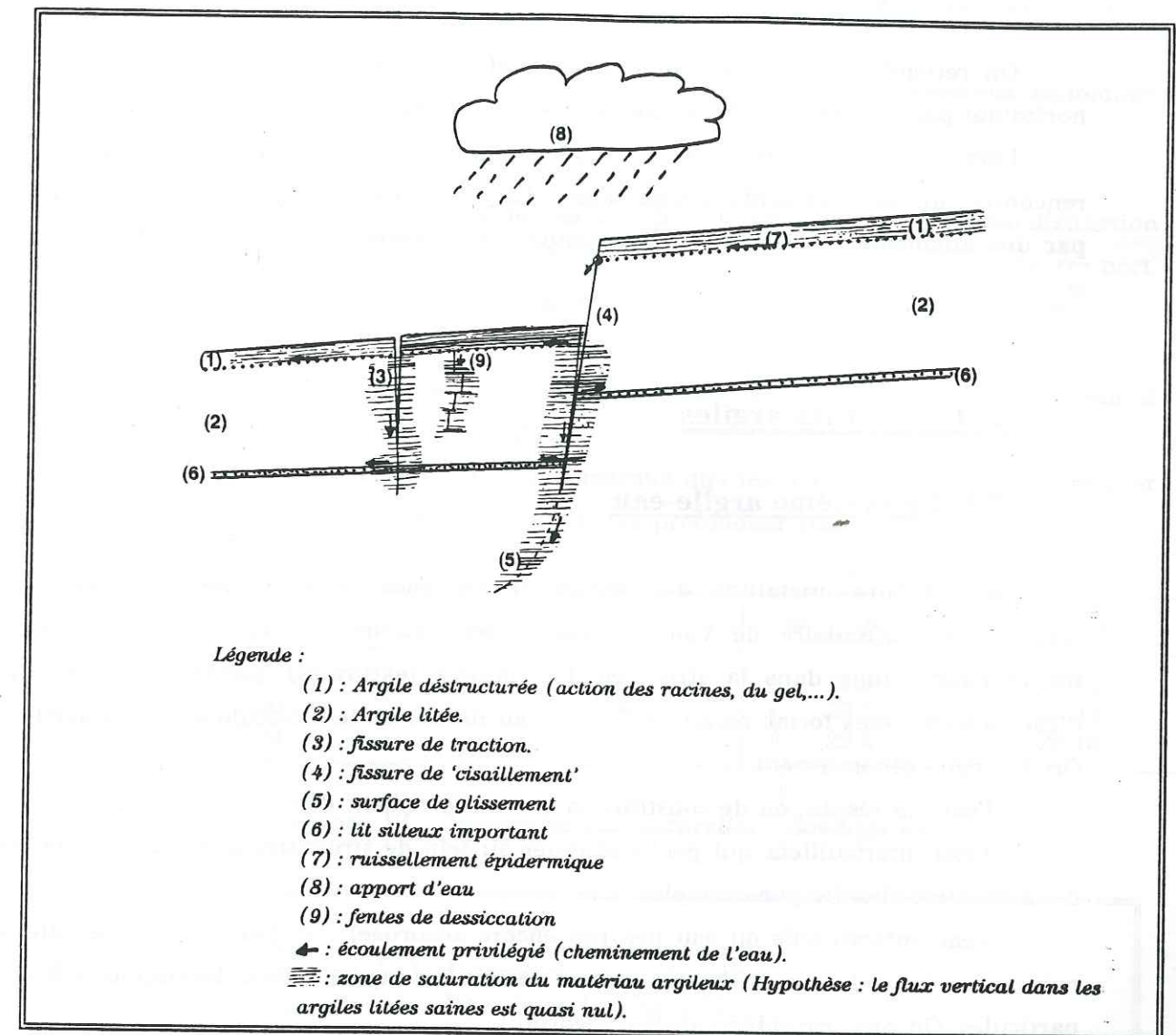


Figure 34 : Les circulations d'eau privilégiées dans un massif d'argiles litées

On remarque sur ce schéma, la présence de circulations d'eau dites "ruissellement épidermique", qui ont lieu au contact de la couche d'argile déstructurée - réseau des racines des végétaux - avec le massif argileux. On peut dire en effet que, sur un terrain en pente constitué d'un matériau sain et de sa tranche remaniée, les apports d'eau sont dissipés par l'évapotranspiration et le ruissellement 'épidermique'. L'infiltration par flux vertical nécessite une stagnation de l'eau. Donc, l'eau pénétrant dans la couverture colluviale est absorbée par les racines, ou s'écoule parallèlement à la surface, en direction de la fissure ouverte la plus proche, où il y aura accumulation.

Si cette couche superficielle se trouve supprimée - glissement sur forte pente - ce qui est le cas du versant rive gauche du ruisseau des Cabasses à Lavars, alors le ruissellement dessine des figures d'érosion : ravins,... Néanmoins, le contexte

hydrogéologique de ce versant est particulier : drainage sous-jacent par les formations graveleuses et faible bassin d'alimentation.

On retiendra que le flux vertical est régi par le système de fractures et le flux horizontal par le litage. Ainsi, des zones de sol saturé se développent au coeur du massif.

Lors de la propagation le long d'un chemin préférentiel, l'eau d'infiltration peut rencontrer un sol plus profond déjà saturé. La jonction de ces zones saturées se traduit par une augmentation rapide de la pression interstitielle, facteur d'instabilité qui peut être à l'origine de déplacements.

-2- L'eau et les argiles

-2.1- Le système argile-eau

La structure cristalline des argiles et les possibilités de liaisons (les forces d'attraction moléculaire de Van der Waals, les liaisons hydrogène, les liaisons par introduction d'ions dans la structure, les liaisons texturales) permettent la fixation d'eau, souvent sous forme polaire (H^+-OH^-), au niveau de la molécule ou de la particule. On distingue généralement :

- l'eau du réseau, ou de constitution qui est fortement liée;
- l'eau interfeuillet, qui peut s'insinuer au sein de structures propices comme celle de la montmorillonite par exemple;
- l'eau interstitielle ou eau liée (ou encore adsorbée), qui joue le rôle essentiel en mécanique des sols par la liaison plus ou moins forte qu'elle peut développer entre les particules. On peut considérer trois catégories :
 - * l'eau fortement liée : c'est l'eau qui est immédiatement adjacente au feuillet argileux (épaisseur ≈ 1 nm);
 - * l'eau faiblement liée (épaisseur jusqu'à quelques dizaines de nm);
 - * l'eau libre : ses propriétés sont celles du liquide pur.

-2.2- Les argiles et la teneur en eau

La teneur en eau influe sur le comportement de l'argile. Citanova, dans son étude des relations physico-chimiques eau-argile, considère trois gammes de teneurs en eau :

- les teneurs en eau faibles : les propriétés sont celles d'un solide doué de propriétés adsorbantes très marquées (granulométrie très fine et structure cristalline);

- les teneurs en eau moyennes : ces systèmes, outre une adsorption encore non négligeable, possèdent des propriétés particulières tant mécaniques que physico-chimiques (plasticité,...);

- les teneurs en eau élevées : on atteint le stade des suspensions colloïdales considérées comme des liquides.

On note que l'on ne peut pas donner une grande importance à une telle distinction car les limites en sont floues et mal définissables, d'une part, et dépendent, d'autre part, de trop de paramètres : type d'argile, cations échangeables, "histoire" du matériau...

✓ Pour les argiles litées du Trièves, nous retiendrons pour la teneur en eau à saturation, la valeur de : $w_{sat} = 30 \pm 2 \%$.

Sur le site de Roissard, on a ainsi remarqué que les teneurs en eau naturelles sont proches de la valeur à saturation dès une faible profondeur (tableau VI & figure 35).

Profondeur (m)	w_{min} (%)	w_{max} (%)	w_{moy} (%)
1.00	26.9	27.9	27.4
1.50	29.4	29.5	29.45
2.00	28.9	29.4	29.15

Tableau VI : Teneurs en eau naturelles - Sondage R1

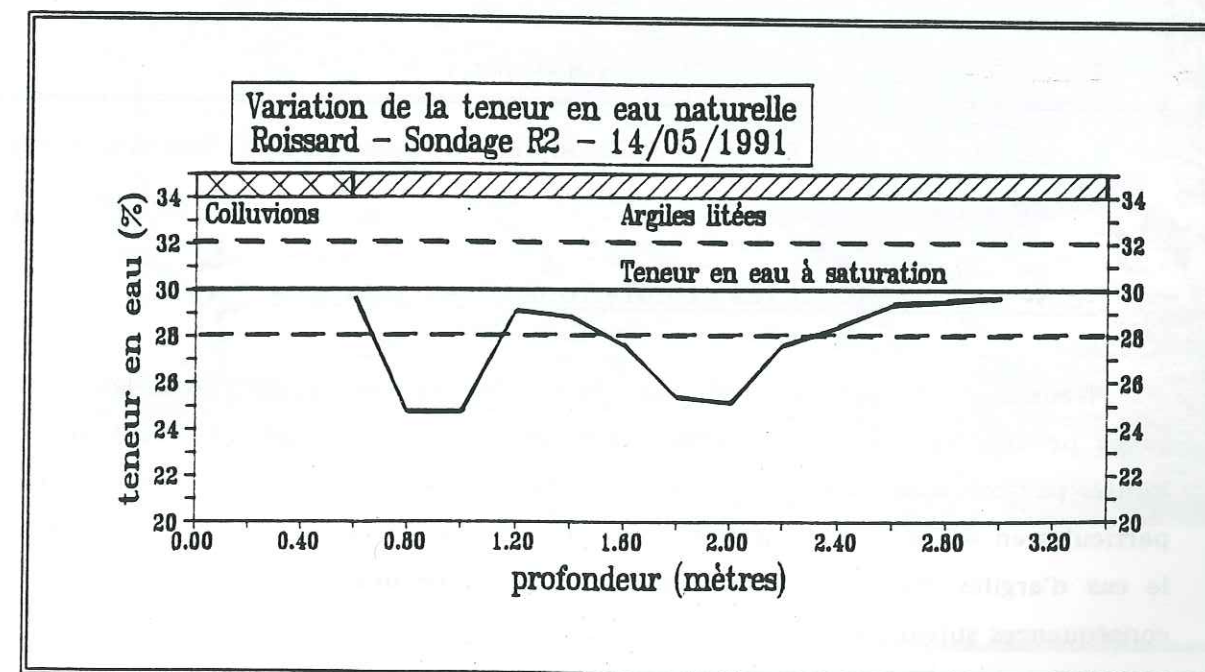


Figure 35 : Teneurs en eau naturelles - Sondage R2
(la teneur en eau à saturation est de : $30 \pm 2 \%$)

En résumé, les variations de teneur en eau dans les argiles litées seront faibles en profondeur où elles seront fonction des *écoulements*, donc de la granulométrie, et des conditions aux limites.

Près de la surface ($z < 1.5 - 2.00$ m), ces variations peuvent être importantes :

- * teneur en eau en surface (Niche d'arrachement de Roissard) : $w \approx 5\%$;
- * teneur en eau sous 30 cm de couverture (argile sans racines) : $w \approx 20 - 23\%$.

Les plus fortes teneurs en eau ont été observées dans des coulées boueuses : $w \approx 35\%$.

La loi rhéologique peut être modifiée quantitativement lorsque le degré de saturation S_r ou la teneur en eau w varie. D'après Hvorslev [1937] si le frottement interne reste à peu près constant, la cohésion C' varie exponentiellement à l'inverse de la teneur en eau (figure 36).

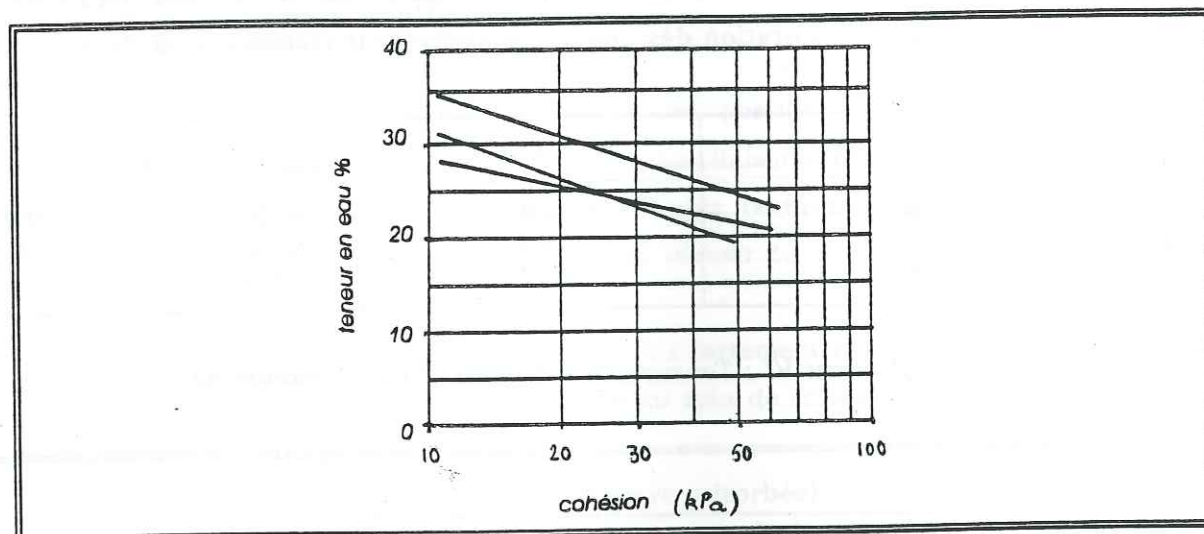


Figure 36 : Variation de la cohésion avec la teneur en eau [Hvorslev, 1937]

-2.3- Les argiles et les circulations d'eau internes

Nous avons dit précédemment que les circulations d'eau étaient possibles le long de zones privilégiées. Ces écoulements conduisent à des modifications granulométriques locales par colmatage des interstices du milieu poreux (silteux, dans notre cas) par des particules en suspension. La présence de cette eau peut lessiver les argiles (surtout dans le cas d'argiles marines où l'on observe le lessivage des ions sodium Na^+) d'où les conséquences suivantes :

- * l'abaissement de la limite de liquidité, mais avec le maintien de la teneur en eau naturelle. La probabilité du changement d'état du matériau devient alors plus grande;

- * l'affaiblissement des liaisons entre les particules. Notamment les eaux riches en oxygène détruisent la structure des minéraux argileux.

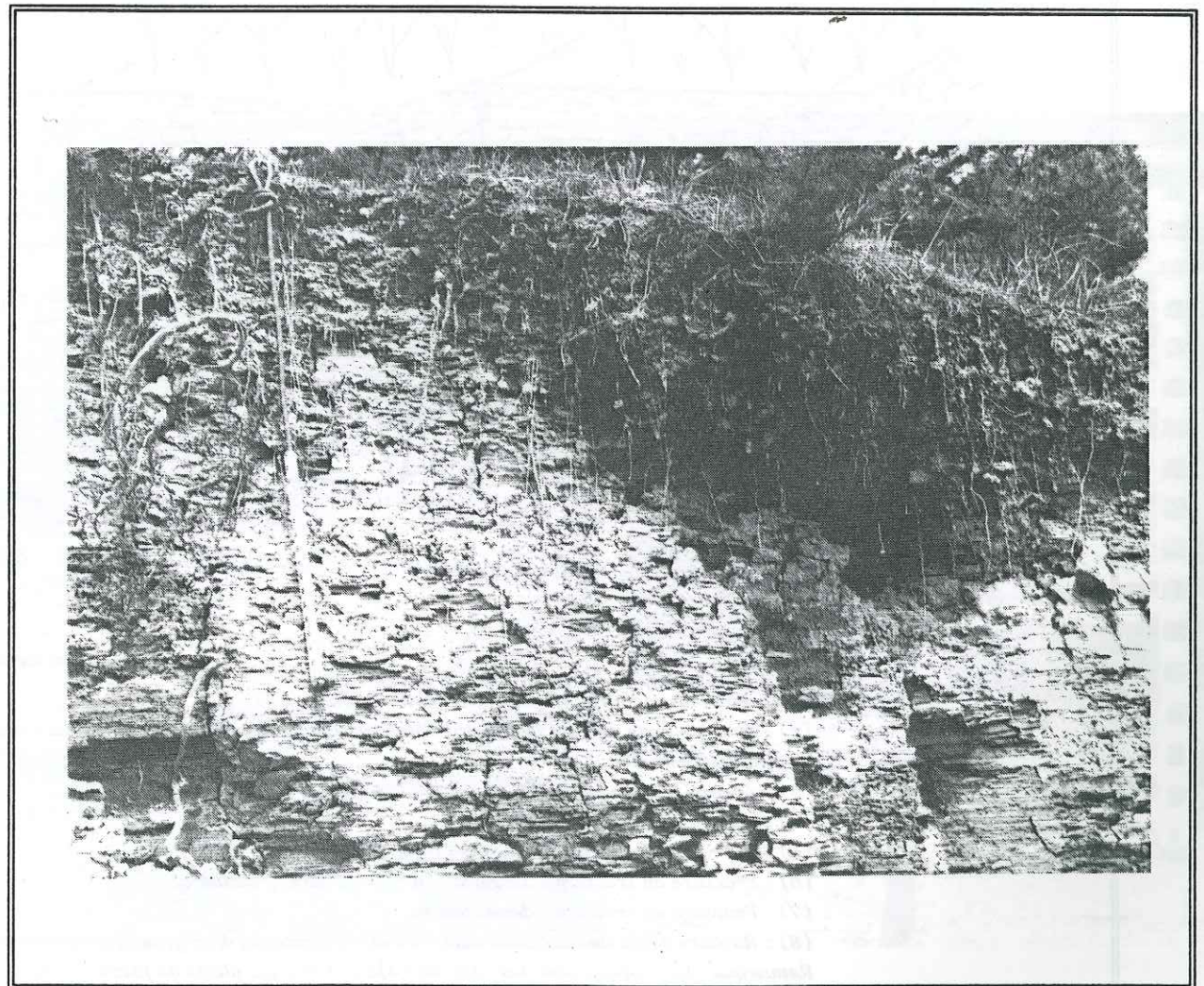
Le résultat de ces transformations est une perte de résistance mécanique et particulièrement l'accroissement de la sensibilité ou fragilité.

Les modifications de circulation interne peuvent apparaître du fait du climat (cliché n°4):

- * la sécheresse, par exemple, peut ouvrir de nouvelles fissures. La dessiccation conduit à la formation d'un système de fissures verticales plus ou moins profondes. Ces fissures peuvent rester vides, ou se remplir d'eau, de solution colloïdale,...

- * le gel, de même, conduit à une déstructuration du matériau argileux.

La densité de ces fissures d'origine climatique ainsi que leur ouverture diminuent avec la profondeur.

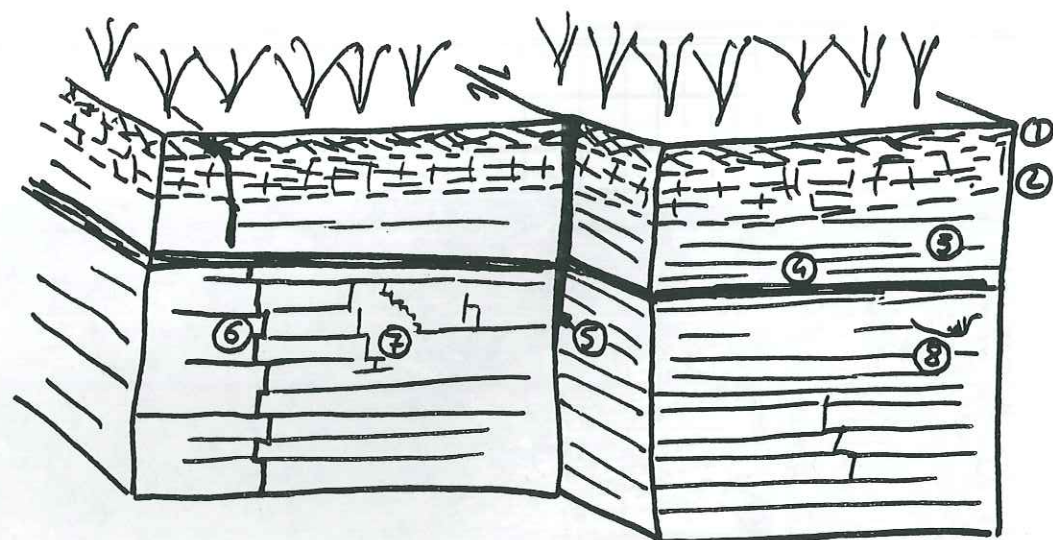


Cliché n°4 : Tranche superficielle des argiles litées
Déstructuration par la dessiccation et le gel

-2.4- Les argiles litées et la fracturation

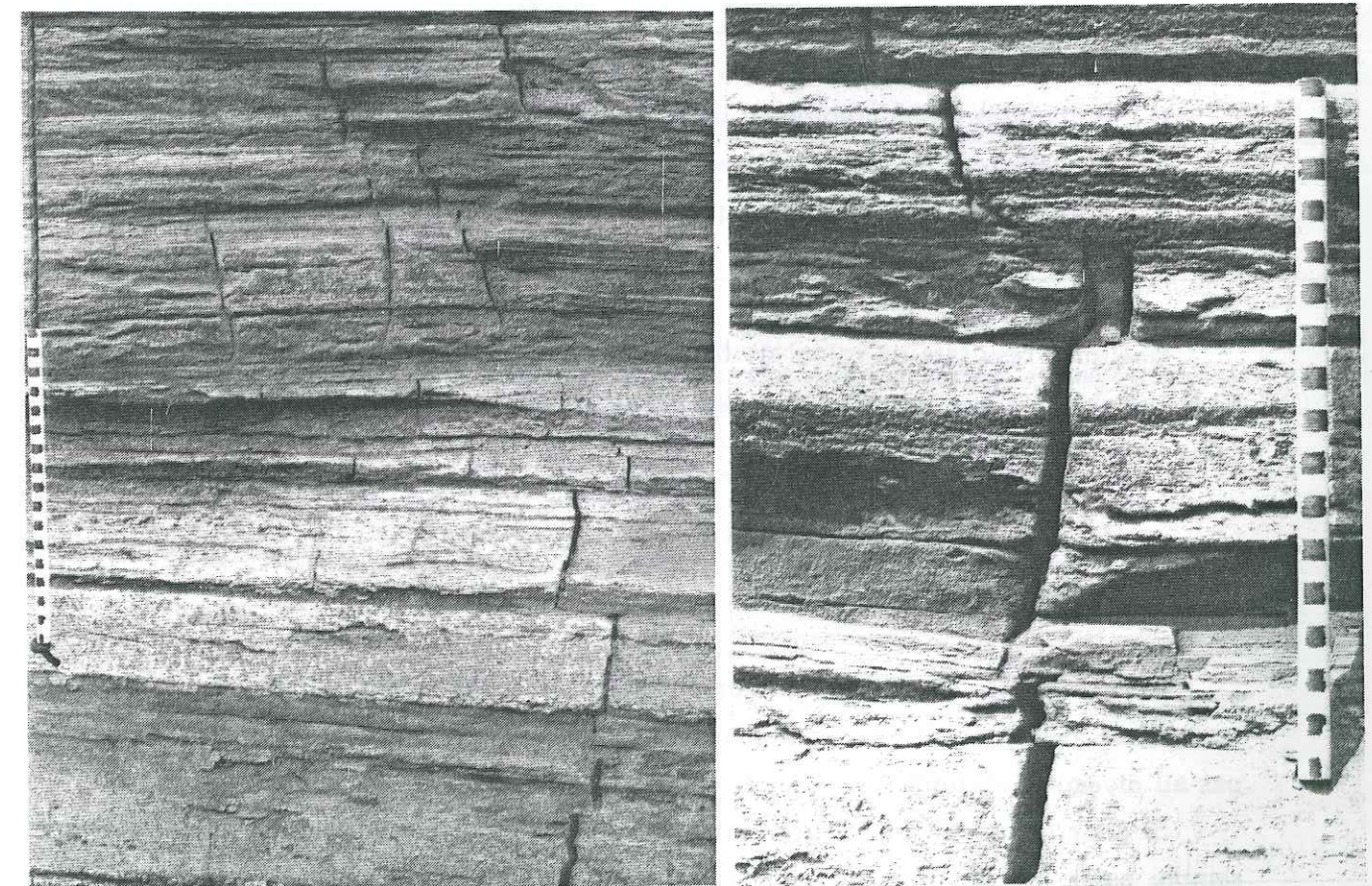
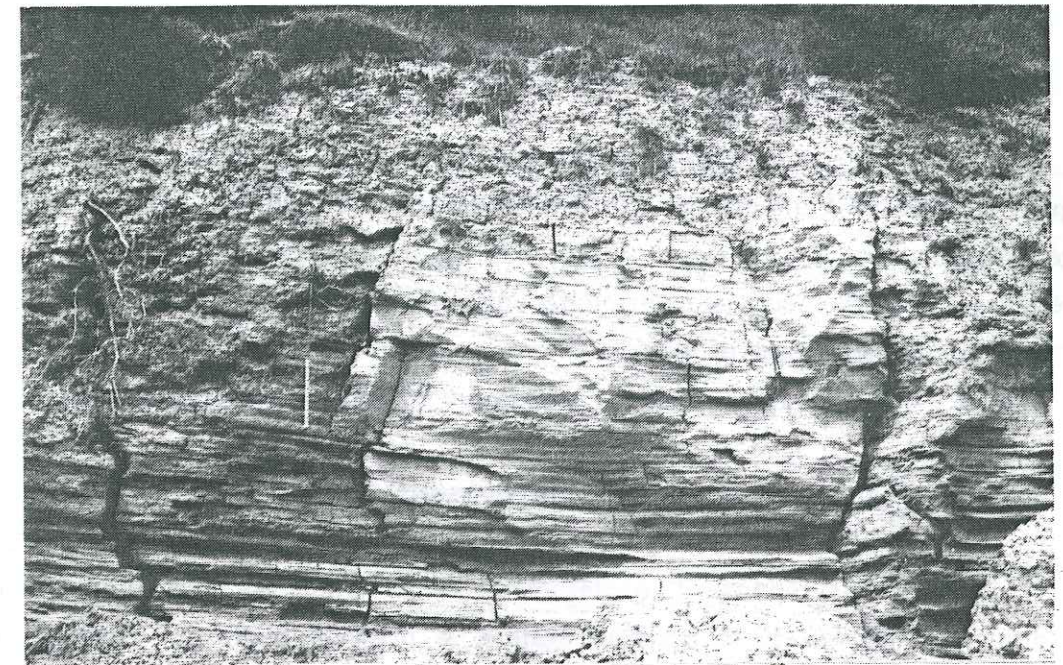
La fracturation joue un rôle important dans le domaine mécanique et hydraulique. Ce paragraphe restera descriptif, et permettra de mieux connaître la fracturation de la zone superficielle des argiles litées.

Sur le site de Roissard, la coupe de terrain offerte par la niche d'arrachement principale du glissement nous a permis d'observer le système de fractures affectant les argiles (figure 37 & clichés n°5).



Légende : (1) : Zone de racines - Argiles très déstructurées.
 (2) : Zone de forte densité de fracturation par action du gel, de la dessiccation et de quelques racines.
 (3) : Argiles litées ayant conservé leurs structures.
 (4) : Lit silteux épais.
 (5) : Fracture par cisaillement avec rejet.
 (6) : Fracture en traction : dessiccation + ouverture gravitaire.
 (7) : Fracture en traction : dessiccation.
 (8) : Rupture selon des surfaces convexes et/ou concaves d'origine synsédimentaire.
 Remarque : la propagation des fissures (6)&(7) suit les plans de faiblesse du matériau.

Figure 37 : La fracturation d'un massif d'argiles litées



Clichés n°5 : Fracturations dans un massif argileux
 Glissement de Roissard

-3- Remarques sur le suivi piézométrique

Dans l'étude de la stabilité des versants naturels, l'influence de l'eau est un facteur que l'on cherche à quantifier. Afin de déceler la présence d'eau dans les sols, on équipe généralement des forages de tubes piézométriques. Mais dans un sol argileux, le temps de réponse d'un piézomètre peut être long, voire très long.

Pour illustrer ces propos, nous proposons un calcul du temps de réponse d'un piézomètre ouvert ainsi qu'un tableau regroupant différents résultats.

-3.1- Temps de réponse d'un piézomètre ouvert

Le temps de réponse d'un piézomètre est le temps au bout duquel le piézomètre indique une valeur de la pression égale à la pression réelle qui règne dans l'eau au niveau de la crépine.

Nous retiendrons le résultat suivant : $t = \frac{2,3.S}{m.k.D}$ [Cassan, 1980]

où

D : le diamètre de la crépine ou de la cavité de filtration;

m : le coefficient de forme, adimensionnel (voir tableau IX);

S : la section du tube piézométrique;

k : la perméabilité.

Quelques résultats de calcul de temps de réponse sont donnés dans le tableau VII. Nous remarquons que, pour les matériaux peu perméables, il est préférable d'utiliser des cellules de pression.

-3.2- Conclusion

Les résultats des suivis piézométriques dans les argiles litées sont donc à interpréter avec précaution, car le niveau lu dans un tube piézométrique ne correspond pas au niveau phréatique.

Si pour la couche supérieure des argiles litées, la corrélation "pluie - niveau d'eau" semble assez bonne, dans le cas des argiles plus profondes, elle sera plus difficile à établir. En effet, le temps de réponse des piézomètres, ajouté au retard (décalage entre une pluie déterminée et son effet au niveau du piézomètre) est très long (tableau VII). Le temps de réponse des piézomètres posés à Lavars est estimé à plus d'une semaine.

Nous retiendrons donc que pour un suivi des variations de charges hydrauliques, le choix devra se porter sur des cellules de pression.

Type de sol	Limon			Argile			
	10^{-4}	10^{-5}	10^{-6}	10^{-7}	10^{-8}	10^{-9}	10^{-10}
Piézomètre de 1cm avec crépine D=4cm - L=45cm	3 mn	30 mn	5 h	50 h	21 j		
Piézomètre de 1cm avec crépine D=15cm - L=9cm		12 mn	2 h	20 h	8.3 j	83 j	
Pointe poreuse D=3cm - L=6cm manomètre à mercure			2 mn	20 mn	3.3 h	33 h	14 j
Pointe poreuse D=3 cm - L=45cm manomètre à mercure			37 s	6 mn	1 h	10 h	4.2 j
Cellule de pression W.E.S. de 7.5 cm contact direct avec sol			10 s		16 mn	2.6 h	26 h
Cellule de pression W.E.S de 7.5cm dans filtre sable D=15cm - L=45cm			1 s			16 mn	2.6h

Tableau VII
Temps de réponse approximatifs pour des tubes piézométriques et des cellules de pression [Hvorslev, 1937]
Temps de réponse à 90%
(W.E.S. : Water Ways Experiment Station - U.S.)

Chapitre II

La perméabilité - L'anisotropie de perméabilité

-1- L'anisotropie de perméabilité - Présentation

La structure litée des argiles glacio-lacustres confère une anisotropie au comportement hydraulique du matériau. Le litage est observé à différentes échelles :

- * au niveau des lits argileux, du fait de la structure en feuillets des argiles;
- * au niveau du massif, du fait de l'hétérogénéité liée à l'alternance silt - argile.

-1.1- Approche de l'anisotropie de perméabilité par un modèle simple

Considérons un dépôt d'argiles de lac glaciaire coupé par une série de minces couches intercalaires de limon selon un espacement vertical de "dx" millimètres. Ces couches sont épaisses d'environ "ex" millimètres, et ont une perméabilité égale à 100 fois celles des argiles (figure 38).

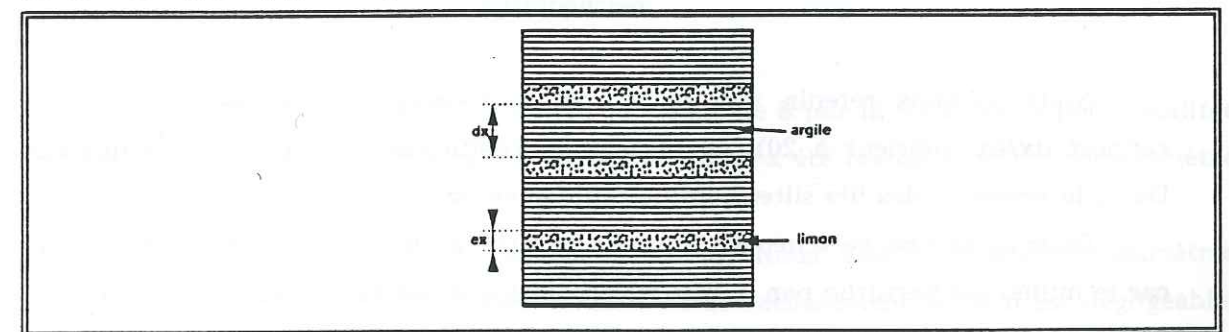


Figure 38 : Modèle simple pour un calcul de l'anisotropie de perméabilité

On suppose que les deux matériaux sont hydrauliquement isotropes. On se propose de déterminer le rapport de perméabilité $\beta = K_h/K_v$, où K_h est la perméabilité selon une direction horizontale et K_v , selon une direction verticale.

Du fait de l'alternance périodique des couches, il suffira d'étudier deux couches adjacentes.

$$\text{Dans le sens vertical : } \frac{dx + ex}{K_v} = \frac{dx}{K_a} + \frac{ex}{K_l} = \frac{dx}{K_a} + \frac{ex}{100K_a}$$

où K_a est la perméabilité dans l'argile et K_l dans le limon.

Dans le sens horizontal : $(dx + ex).K_h = dx.K_a + ex.K_l$

$$\text{or } K_l = 100 . K_a \quad \text{d'où } K_h = K_a \frac{(dx + 100.ex)}{(dx + ex)}$$

$$\text{d'où } \beta \neq \frac{(dx^2 + ex^2 + 100.ex.dx)}{(dx + ex)^2}$$

Ceci conduit à quelques chiffres montrant la sensibilité de la perméabilité vis à vis de caractéristiques géométriques, apparemment mineures, de l'état du sol.

dx	1 mm		10 mm		100 mm	
ex	0.1mm	1mm	0.1mm	1mm	0.1mm	1mm
β	9.1	25.5	1.96	9.1	1.1	1.96

Tableau VIII : Quelques résultats du calcul de β , coefficient d'anisotropie de perméabilité

Nous pouvons retenir, que pour une pourcentage de silt assez faible (soit un rapport dx/ex inférieur à 20), on obtient un coefficient d'anisotropie β supérieur à 5. Donc, la présence des lits silteux influe rapidement sur la perméabilité.

Dans la nature, ce schéma simple de la superposition des lits reste une hypothèse, car le milieu est perturbé par la fissuration ainsi que par la discontinuité des lits.

-1.2- Estimation du coefficient d'anisotropie de perméabilité

Afin d'apprécier l'anisotropie de perméabilité, il convient de mesurer la perméabilité horizontale et la perméabilité verticale. On définit alors le coefficient d'anisotropie β tel que $\beta = k[\text{horizontale}] / k[\text{verticale}]$ ce qui devient pour les argiles litées en place $\beta = k// / k\perp$. Ce coefficient dépend de nombreux facteurs tels que :

- * la variation de la nature du sol;
- * la variation de la perméabilité des constituants du sol;
- * la discontinuité des lits.

On peut envisager des mesures en laboratoire ou des mesures in situ. Le seul moyen actuellement utilisé pour déterminer le coefficient de perméabilité en laboratoire est l'essai oedométrique. Les résultats sont affectés par le remaniement du sol lors du carottage et lors de la préparation de l'éprouvette. Par ailleurs, la dimension de l'échantillon est généralement si réduite que l'on peut douter de sa représentativité vis-à-vis du sol en place. De plus, il conviendrait de réaliser la mesure de perméabilité, parallèle et perpendiculaire, sur le même échantillon [Chan & Kenney, 1973].

On soulignera encore que la qualité de l'échantillonnage est l'élément clé de l'investigation de laboratoire. Le remaniement conduit à des perméabilités parallèles plus faibles.

On cherchera à effectuer des essais sur des sols aussi peu remaniés que possible, et à intéresser un volume de sol important, d'où le développement de l'essai in situ.

Kenney & Chan [1973] proposent une méthode d'estimation de β in situ, qui se décompose en trois phases :

1 dans un premier temps, on mesure de la distribution des pressions à l'aide de relevés piézométriques;

2 puis on calcule une distribution des pressions pour estimer un rapport de perméabilité;

3 dans une dernière phase, on compare et ajuste la phase *2* pour définir le rapport de perméabilité réel β .

Mieussens [1977] estime directement la valeur de β par la mesure des perméabilités à l'aide d'un perméamètre. L'essai à charge constante a été réalisé avec un perméamètre cylindrique :

* on mesure $k//$ avec un perméamètre long. Nous désignons par perméamètres longs, les perméamètres pour lesquels l'incidence de l'écoulement vertical est négligeable. Cette notion est relative à la géométrie du perméamètre ainsi qu'à l'anisotropie du sol;

* on mesure ensuite $k\perp$ connaissant $k//$ avec un perméamètre court, l'écoulement vertical devenant important.

-1.3- Quelques valeurs de la perméabilité à saturation

Pour le secteur de Ponsonnas, Van Genuchten & al. [1989] proposent les chiffres suivants :

- * pour la couverture colluviale : $k \neq 10^{-5}$ m/s;

* pour les argiles litées : $k_{//} \# 10^{-8} - 10^{-9}$ m/s et $k_{\perp} \# 10^{-10} - 10^{-11}$ m/s;

Ils nous proposent aussi :

* pour le silt : $k_{\text{silt}} \# 10^{-7}$ m/s (0.2-1 cm/jour);

* pour l'argile : $k_{\text{clay}} < 10^{-10}$ m/s (10^{-3} cm/jour).

* pour les matériaux de remplissage des fissures : $k_f \# 10^{-7}$ m/s (1-2 cm/jour).

Pour les argiles litées du site de Lavars, nous devrions nous attendre à des perméabilités horizontales plus faibles, car la présence des lits silteux est moins marquée que dans les argiles de Ponsonnas. Nous pouvons expliquer cette particularité par la situation géographique de Lavars lors du dépôt glacio-lacustre : au milieu du lac, loin des apports deltaïques. Le matériau est alors plus argileux, car les particules argileuses en suspension peuvent être transportées par les courants lacustres sur de plus longues distances que les particules silteuses du fait de leur légèreté relative.

-2- Détermination de la perméabilité par l'essai Lefranc

Pour mesurer la perméabilité d'un sol, l'essai Lefranc permet d'obtenir des résultats acceptables, sans nécessiter un matériel important.

-2.1- Principe de l'essai

L'essai Lefranc consiste à créer une variation de charge soit par injection, soit par pompage, dans une cavité de forme connue et invariable, ouverte dans le terrain dont on veut estimer la perméabilité. En toute rigueur, l'essai ne peut être effectué que sous la surface piézométrique. On distingue deux types d'essais Lefranc :

- l'essai à niveau constant pour des sols perméables ($k > 10^{-4}$ m/s);
- l'essai à niveau variable. Ce type d'essai est réalisé dans les sols peu perméables.

On prélève ou on injecte (essai par abaissement ou par remontée) un volume d'eau donné dans la cavité. On suit, en fonction du temps, les variations du niveau dans le tube piézométrique.

Remarque : Le volume de terrain intéressé par l'essai Lefranc est faible. Le remaniement du terrain autour du forage aura donc une influence non négligeable et la cavité doit être préparée avec le plus grand soin (en évitant le colmatage, par exemple).

-2.2- L'essai Lefranc à niveau variable

Nous avons cherché à déterminer la perméabilité des argiles litées. Ce matériau étant peu perméable, seul l'essai Lefranc à niveau variable est adapté à cette étude. Dans ce paragraphe, nous présentons donc son principe et des méthodes d'interprétation.

Lors de l'essai, on remplit ou on vide le tubage pour avoir une charge initiale h_w . On mesure la charge h_i à l'instant t_i . On suppose qu'à chaque instant le régime hydraulique est permanent : $Q = k.C.h$.

Il y a deux manières d'interpréter l'essai :

* entre des instants t_i et t_{i+1} :

$$\text{le débit est } Q_i = S \frac{h_{i+1} - h_i}{t_{i+1} - t_i}$$

$$\text{la charge moyenne est : } h_i' = \frac{h_{i+1} + h_i}{2}$$

On porte sur un graphique les quantités :

$$\frac{h_{i+1} - h_i}{t_{i+1} - t_i} \quad \text{et} \quad \frac{h_{i+1} + h_i}{2}$$

Les différents points Q_i/S et h_i' doivent s'aligner sur une droite de pente $S/(k.C)$.

* à l'instant t :

$$\text{Le débit est } Q(t) = \frac{S dh}{dt} = k.C.h$$

Par intégration de cette équation différentielle, on obtient :

$$h = h_0 e^{-(k.C.L/S).(t-t_0)} \quad \text{ou} \quad \log(h) - \log(h_0) = -(k.C.L/2,3 S).(t-t_0)$$

Donc, si l'on porte sur un graphique les points $\log h$, t ils doivent s'aligner sur une droite de pente $k.C / 2,3 S$.

Cette interprétation suppose la connaissance exacte du niveau piézométrique avant l'essai, car une erreur constante sur h donne une erreur variable sur $\log h$, et les points ne s'alignent plus.

Pour les essais à niveau variable, il est noté que l'on obtient rarement une droite lorsque les résultats sont reportés sur le graphique (h, Q). L'interprétation est alors délicate.

On peut appliquer l'essai Lefranc à la mesure de la perméabilité d'un terrain non saturé. La quantité d'eau nécessaire sera importante, car, pendant la première partie de l'essai, il faudra saturer le terrain.

Note sur la précision des mesures :

Théoriquement, la précision des mesures est bonne. D'après Martin [1959], elle serait de l'ordre de 10%. Mais le calcul ne tient pas compte du remaniement du terrain autour du sondage, et on a vu l'importance de ce phénomène. Il est donc nécessaire d'effectuer sur un même site un nombre important d'essais pour pouvoir donner une valeur correcte du coefficient de perméabilité. La valeur obtenue représente généralement la perméabilité horizontale du terrain.

-2.3- Pratique des essais Lefranc

L'essai Lefranc à niveau variable demande peu de matériel (20 à 60 litres d'eau). Il est simple à réaliser, il est relativement court, mais son interprétation reste délicate. D'un point de vue pratique, on est souvent amené à s'orienter vers cet essai car, notamment, il peut être réalisé dans des piézomètres existants à condition qu'ils aient été posés correctement.

-2.3.1- Mise en place du dispositif - Création d'une lanterne -

Les essais réalisés dans les argiles litées ont utilisé des piézomètres déjà en place. Les dimensions de la lanterne n'ont donc pas pu être choisies mais l'on se trouve toujours dans le cas d'un système de lanterne haute $L/D > 2$.

-a- Calcul de CL, coefficient caractéristique de la forme de la cavité et du milieu

Ce coefficient CL peut être calculé exactement dans quelques cas simples - sphère ou ellipsoïde - dans un milieu infini. Le calcul se fait en intégrant directement l'équation de base de l'hydraulique des sols :

$$\nabla^2 H = d^2 H / dx^2 + d^2 H / dy^2 + d^2 H / dz^2 = 0$$

En assimilant une cavité cylindrique de hauteur L et de diamètre D à un ellipsoïde de révolution, on utilise généralement la formule approchée suivante valable pour un milieu infini :

$$CL = 2\pi D \frac{\sqrt{(L/D)^2 - 1}}{\ln[(L/D) + \sqrt{(L/D)^2 - 1}]}$$

Si le rapport L/D est supérieur à 2 alors elle se simplifie et l'on a :

$$CL = 2\pi L / [\ln(2L/D)]$$

Si l'on assimile notre cylindre à une sphère de même surface, on obtient une formule approchée différente :

$$CL^* = 2\pi D \sqrt{(L/D) + 1/4}$$

Néanmoins, comme le montre la figure 39 représentant les variations de D/CL en fonction de L/D calculées par les deux approches, les différences sont faibles. On peut donc employer la première approche.

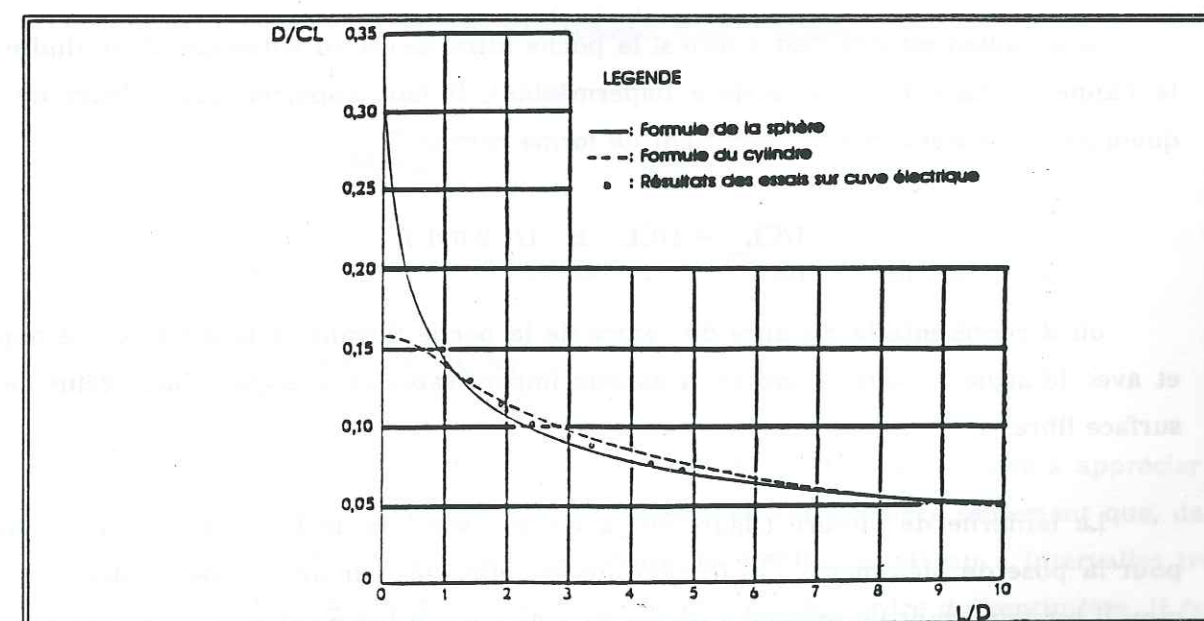


Figure 39 : Variation de D/CL en fonction de L/D [Schneebeli, 1978]

Nous proposons ci-après un tableau donnant des expressions usuelles de m , coefficient de forme adimensionnel (défini par $m = CL/D$) pour des fourchettes de valeurs du rapport $p = L/D$.

p	m
> 10	$\frac{2 \pi p}{\ln 2 p}$
$1,2 \leq p \leq 10$	$\frac{2 \pi p}{\ln (p + \sqrt{p^2 + 1})}$
$0,7 \leq p < 1,2$	$2 \pi \sqrt{p + 0,25}$
$0,3 \leq p < 0,7$	$\pi \sqrt{2p + 0,5}$
$0 < p < 0,3$	$\frac{\pi \sqrt{1 - 4 p^2}}{2 \operatorname{Arctg} (-2 p + \sqrt{4 p^2 + 1})}$
0	2

Tableau IX : Expressions pour le calcul du coefficient de forme [Cassan, 1986]

Les erreurs commises en calculant la valeur de CL restent généralement faibles, de l'ordre de 10%, et comme la précision de l'essai est faible compte tenu notamment du remaniement du terrain autour de la lanterne, elles restent négligeables. Ceci justifie l'adoption de formules simplifiées pour le calcul de CL .

-b- Correction du coefficient de forme dans le cas d'un milieu fini

Si le milieu est fini c'est-à-dire si la poche filtrante est au voisinage d'une limite de la nappe (surface libre ou surface imperméable), il faut apporter aux valeurs de CL quelques corrections. Soit le coefficient de forme corrigé CL_{cor} :

$$1/CL_{cor} = 1/CL \pm 1/(8.\pi.d)$$

où d représente la distance du centre de la poche filtrante à la limite de la nappe et avec le signe + pour le cas de la couche imperméable et le signe - pour celui de la surface libre.

La lanterne de mesure (figure 40) a été réalisée lors de l'exécution des sondages pour la pose de piézomètre. Les forages ont été effectués par un tricone de diamètre 98 mm. Il est important de souligner que ce type de perforation conduit à des perturbations du milieu naturel. Le schéma de la lanterne est défini ci-dessous. Un bouchon étanche d'argile a été posé sur toute la longueur non crépinée du piézomètre. Après la pose des piézomètres, nous avons nettoyé les tubes par des vidanges et remplissages successifs.

Nous avons réalisé les essais Lefranc longtemps après la mise en place du dispositif : le bouchon étanche a eu le temps de se consolider. Ainsi les fuites sont-elles nulles ou très faibles.

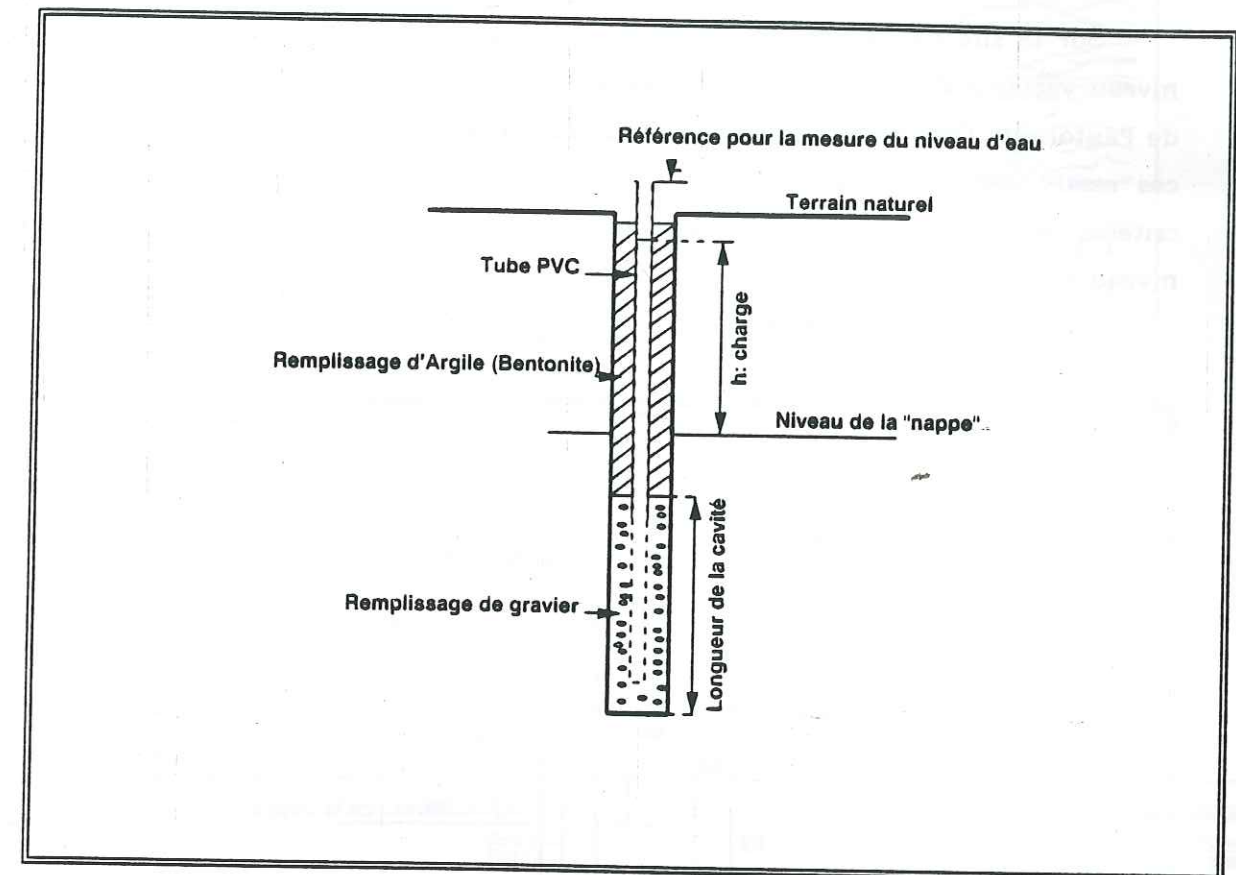


Figure 40 : Schéma d'une lanterne

-2.3.2- Interprétation

Le coefficient de conductivité hydraulique à saturation k est donné par :

$$k = (1/C) . (Q/h)$$

Nous avons vu précédemment comment estimer la valeur de C , reste à apprécier Q et h . En général, cela ne pose pas trop de problèmes. On signalera seulement que, dans l'essai à niveau variable, il n'est pas nécessaire de mesurer le niveau à intervalles trop rapprochés. En effet, la précision des mesures sur h est de l'ordre du centimètre. Il faut donc mesurer des variations d'au moins deux centimètres.

-2.4- Les essais Lefranc sur le site de Lavars

-2.4.1- Présentation

Sur le site de Lavars (Isère)(figure 42), nous avons réalisé deux essais Lefranc à niveau variable dans des piézomètres déjà en place. Les piézomètres posés pour l'étude de l'autoroute Grenoble - Sisteron n'étant pas initialement prévus pour la réalisation de ces essais, seuls deux piézomètres du site expérimental de Lavars répondaient aux critères de sélection : zone crépignée de faible hauteur, poche d'infiltration située sous le niveau d'eau du piézomètre.

Pour la définition des paramètres, on se référera à la figure 41.

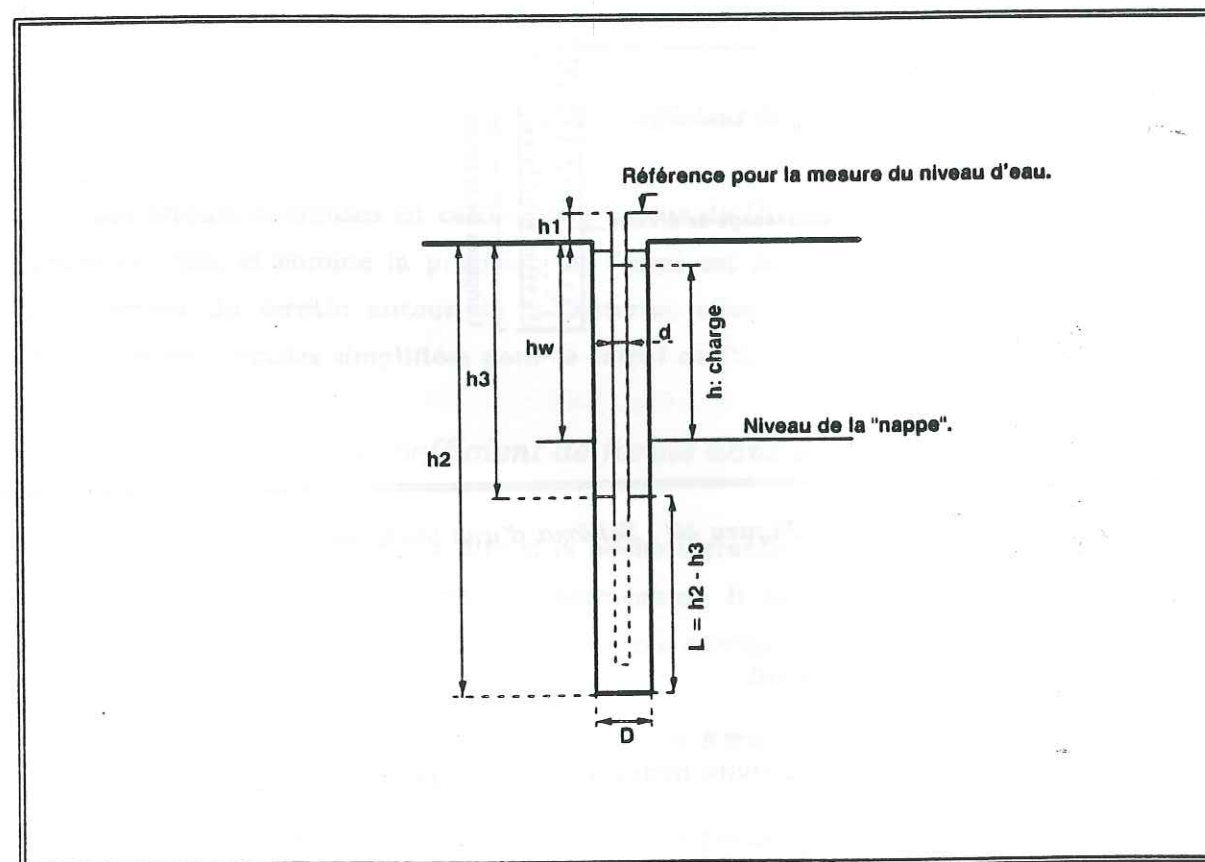


Figure 41 : Définition des paramètres pour l'essai Lefranc à niveau variable

-2.4.2- Les essais et leur interprétation

Dans un premier temps, nous présenterons la fiche technique de chaque essai, ainsi que les mesures sous forme graphique. Après l'estimation des perméabilités, nous discuterons la validité des résultats.

-a- Les essais

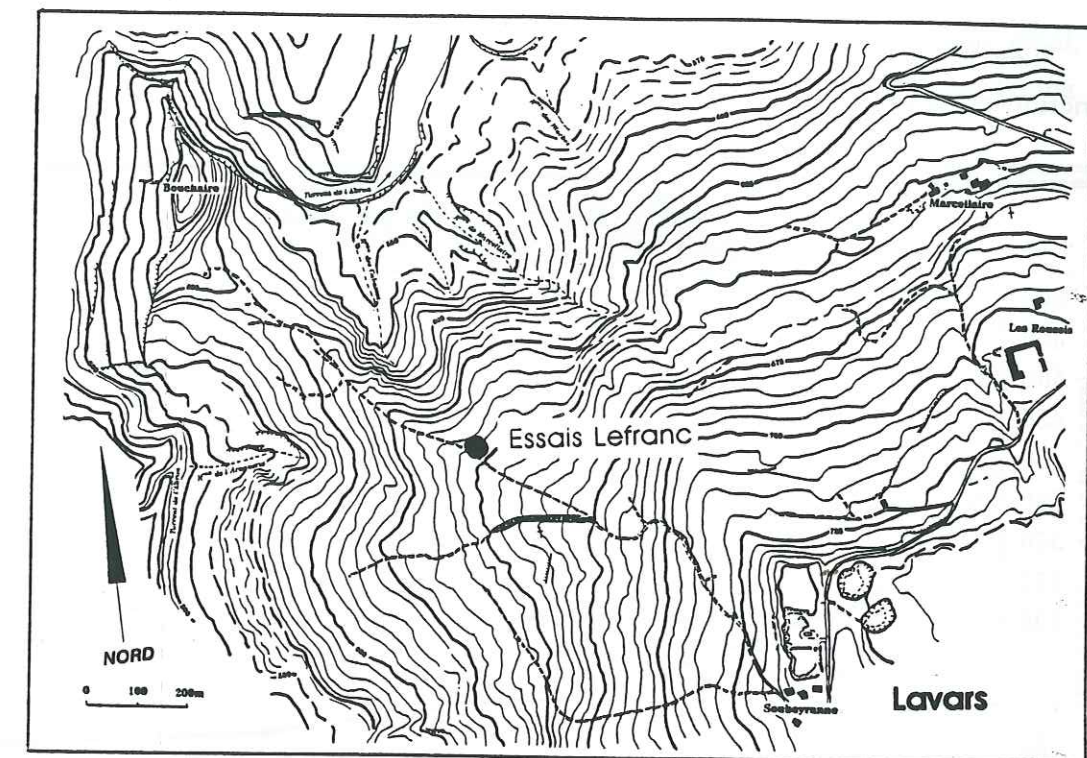


Figure 42 : Situation géographique

ESSAI DE PERMEABILITE		ESSAI DE PERMEABILITE	
FORAGE : 1		FORAGE : 2	
Essai n° : 1		Essai n° : 1	
Essai LEFRANC à niveau variable Mesure dans un piézomètre.		Essai LEFRANC à niveau variable Mesure dans un piézomètre.	
Lieu : LAVARS Nature du sol : Argiles litées Type de forage : Tricône Fait le : 15-12-89 Date du début de l'essai Lefranc : 6-08-91		Lieu : LAVARS Nature du sol : Argiles litées Type de forage : Tricône Fait le : 6/12/89 Date du début de l'essai Lefranc : 19/08/91	
Nappe phréatique : Profondeur : hw = 559 cm		Nappe phréatique : Profondeur : hw = 1249 cm	
Tube de mesure : Type de piézomètre : PVC tube ouvert + crépine Diamètre intérieur : d = 4 cm Hauteur au-dessus du sol : h1 = 0 cm Section du tube : S = 12,566 cm²		Tube de mesure : Type de piézomètre : PVC Tube ouvert + crépine Diamètre intérieur : d = 4 cm Hauteur au-dessus du sol : h1 = 0 cm Section du tube : S = 12,566 cm²	
Lanterne : Profondeur bas : h2 = 900 cm Profondeur haut : h3 = 600 cm Longueur : L = h2 - h3 = 300 cm Diamètre : D = 9,8 cm Coefficient de forme : C _f = 458 cm Coefficient de forme corrigé : C _{f,cor} = 506 cm		Lanterne : Profondeur bas : h2 = 1900 cm Profondeur haut : h3 = 1600 cm Longueur : L = h2 - h3 = 300 cm Diamètre : D = 9,8 cm Coefficient de forme : C _f = 458 cm Coefficient de forme corrigé : C _{f,cor} = 475 cm	
Tête d'eau initiale : H0 = h1 + hw = 559 cm		Tête d'eau initiale : H0 = h1 + hw = 1249 cm	

Figure 43 : Fiches techniques : (a) Essai n°1 - (b) : Essai n°2

-b- Les mesures - Présentation graphique

Les mesures sont présentées sur des graphes exprimant la hauteur d'eau en fonction du temps.

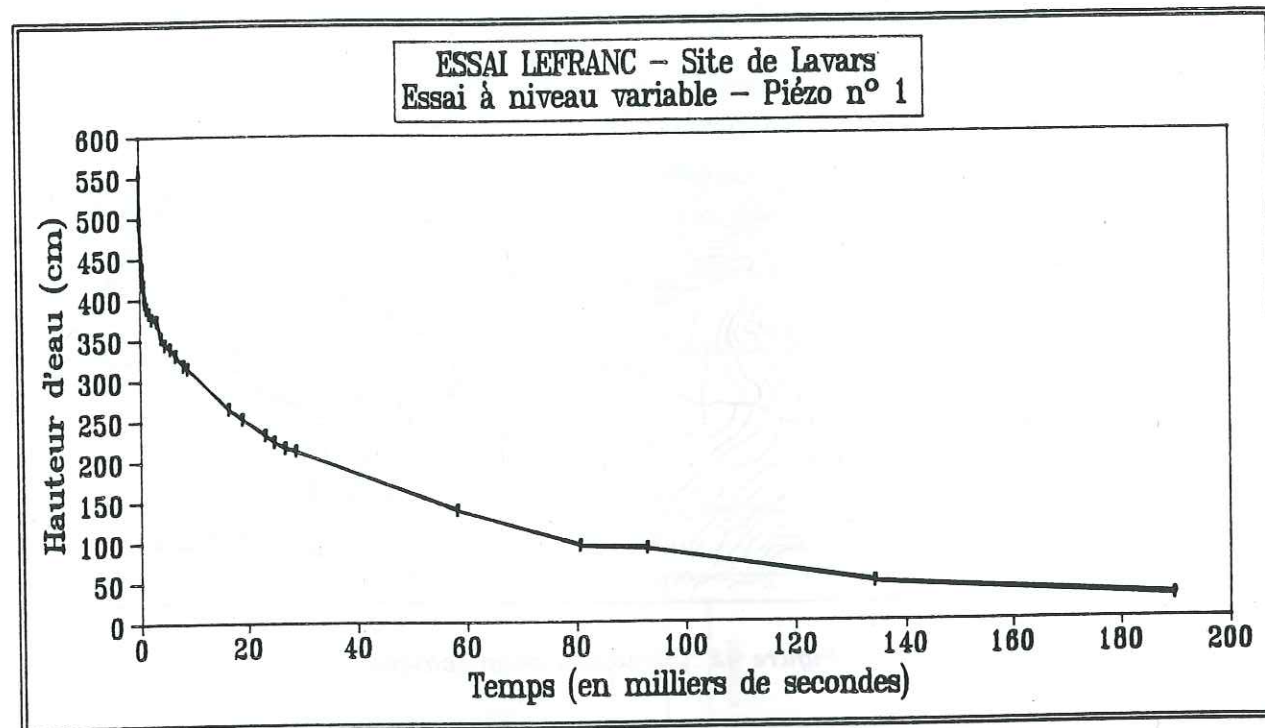


Figure 44 : Mesures pour l'essai n°1

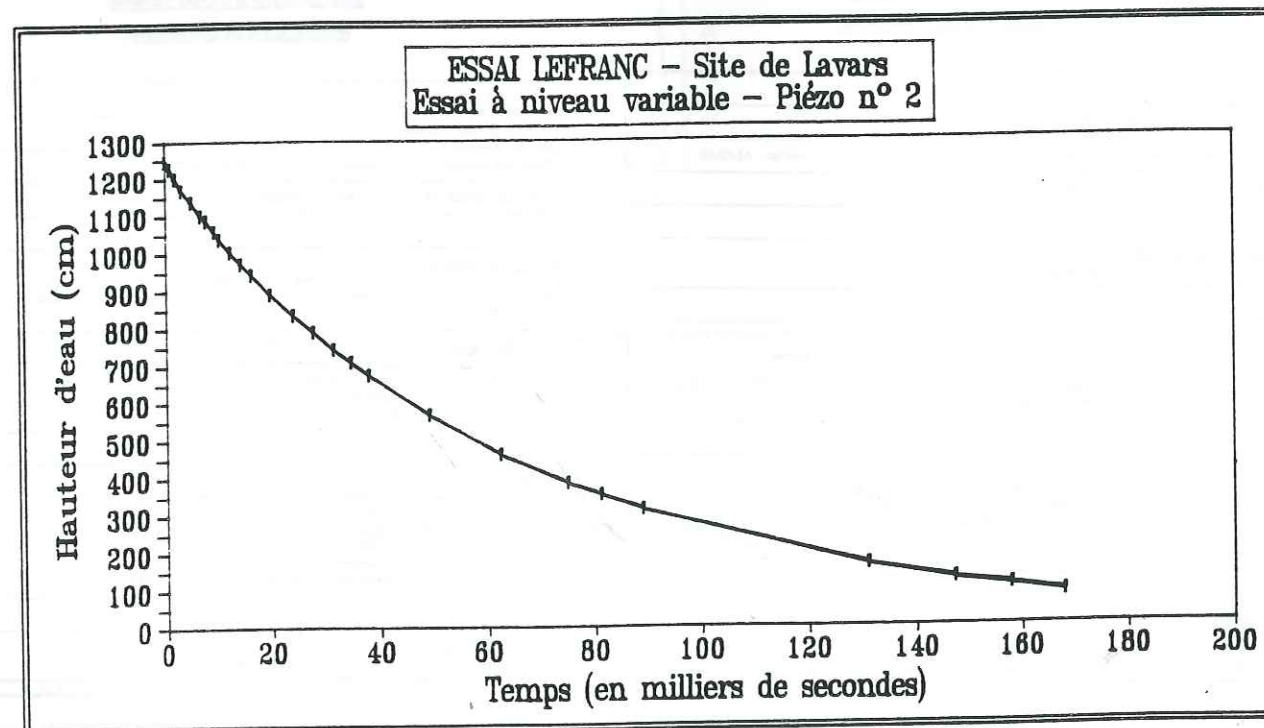


Figure 45 : Mesures pour l'essai n°2

-c- Les résultats.

Pour pouvoir estimer une perméabilité, nous avons tracé pour chaque essai, sur un graphe semi-logarithmique, la variation de la hauteur d'eau en fonction du temps.

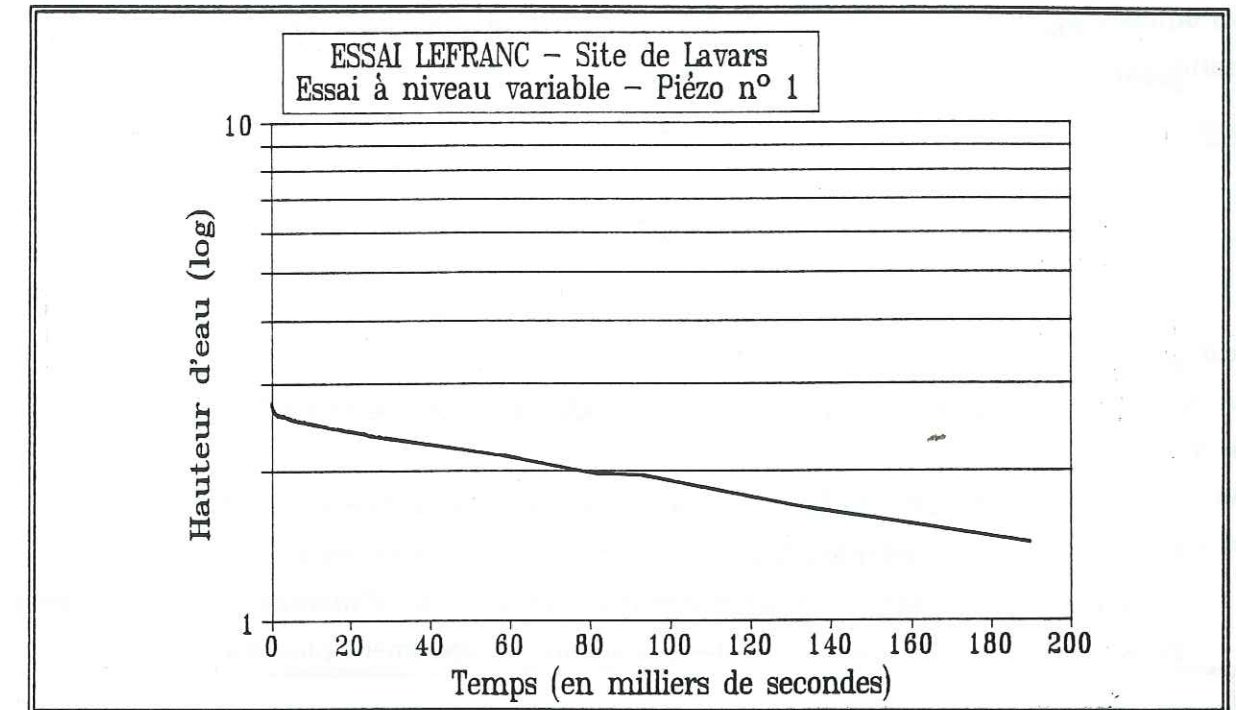


Figure 46 : Résultats pour l'essai n°1

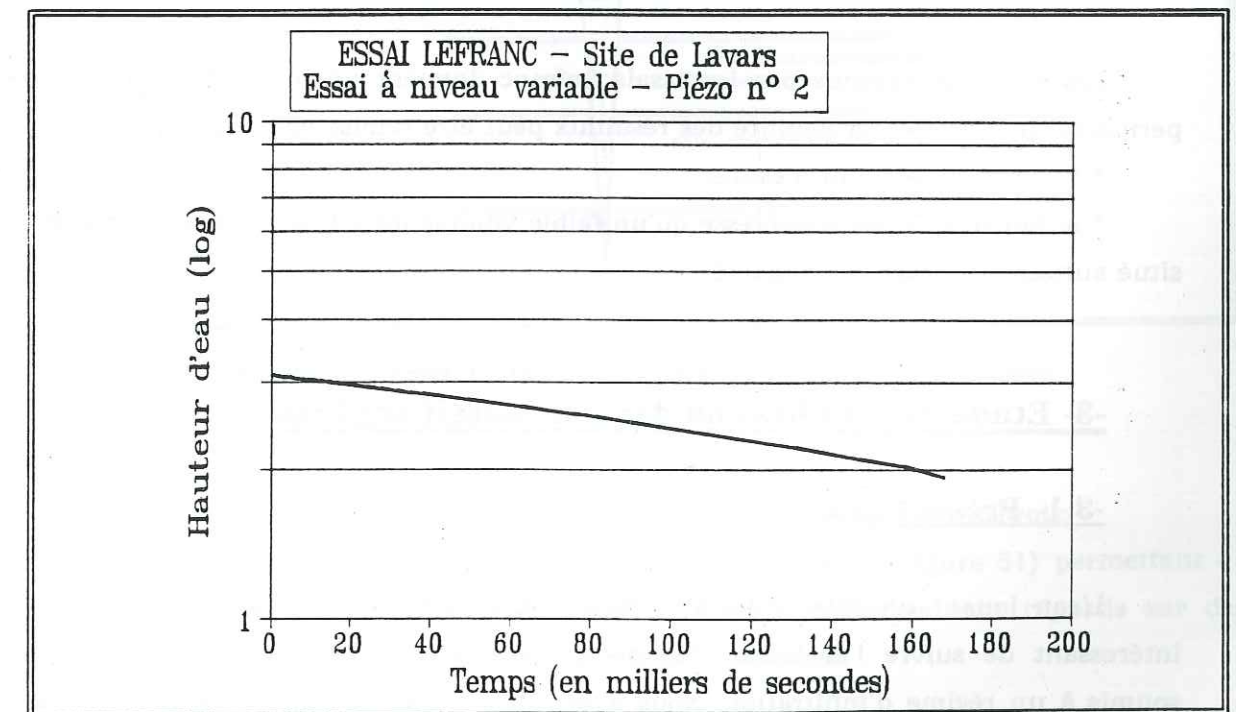


Figure 47 : Résultats pour l'essai n°2

Nous remarquons que les points expérimentaux s'alignent assez bien. La pente des ces droites nous permet d'estimer une perméabilité à saturation.

Nous obtenons les résultats suivants :

- * Essai n°1 : $k \approx 5 \cdot 10^{-6}$ cm/s (estimation sur les premiers points du graphique)
- $k \approx 3.6 \cdot 10^{-7}$ cm/s (valeur moyenne)
- * Essai n°2 : $k \approx 4.1 \cdot 10^{-7}$ cm/s

Ces valeurs correspondent à une perméabilité horizontale (parallèle aux lits silteux).

Nous retiendrons que la perméabilité $k//$ est de l'ordre de 10^{-9} m/s.

La perméabilité $k//$ mesurée ici correspond à la borne inférieure des résultats obtenus par van Genuchten & al. En observant la structure des argiles sur les deux sites, nous remarquons que la présence des lits silteux est plus marquée dans les argiles de Ponsonnas, ce qui se traduit par des perméabilités légèrement plus grandes.

-d- Discussion sur la validité des résultats

Les résultats obtenus par les essais Lefranc donnent un ordre de grandeur de la perméabilité. En effet, la fiabilité des résultats peut être remise en cause par :

- * le nombre restreint d'essais;
- * le fait que l'essai n'intéresse qu'un faible volume de sol, et nous savons que le sol situé autour du forage est remanié.

-3- Etude de l'infiltration dans un massif argileux

-3.1- Présentation

L'eau jouant un rôle important dans le comportement des argiles, il est apparu intéressant de suivre l'évolution des pressions interstitielles dans un massif argileux soumis à un régime d'infiltration. Nous avons déjà remarqué que les apports d'eau ont tendance à ruisseler (ruissellement superficiel ou épidermique) sans qu'il y ait d'infiltration profonde dans les argiles. Mais cette eau finit par stagner dans des points

bas topographiques ou par s'accumuler dans des fissures qui deviennent alors des réservoirs. A partir de cet instant, l'eau peut enfin s'infiltrer dans les argiles. Cette infiltration se fait donc sous flux horizontal. C'est ce schéma qu'il serait intéressant de reproduire.

Ayant proposé un site sur la commune de Roissard, Mr van Asch et son équipe de l'Université d'Utrecht aux Pays-Bas sont venus installer un dispositif et l'expérimentation s'est déroulée entre mai et août 1991.

-3.2- Le dispositif expérimental

Si, en agronomie, l'étude de l'évolution de la saturation du sol se fait sous flux vertical lié aux apports pluviaux, l'anisotropie de perméabilité des argiles litées et la fissuration nous contraignent à une étude sous flux horizontal. Afin de schématiser la fissure appelée fissure-réservoir (figure 48), nous avons réalisé un forage d'infiltration. Le caractère "plan" de l'infiltration par une fissure n'est pas conservé par le forage, mais ce dernier devrait permettre d'observer l'évolution radiale de la saturation.

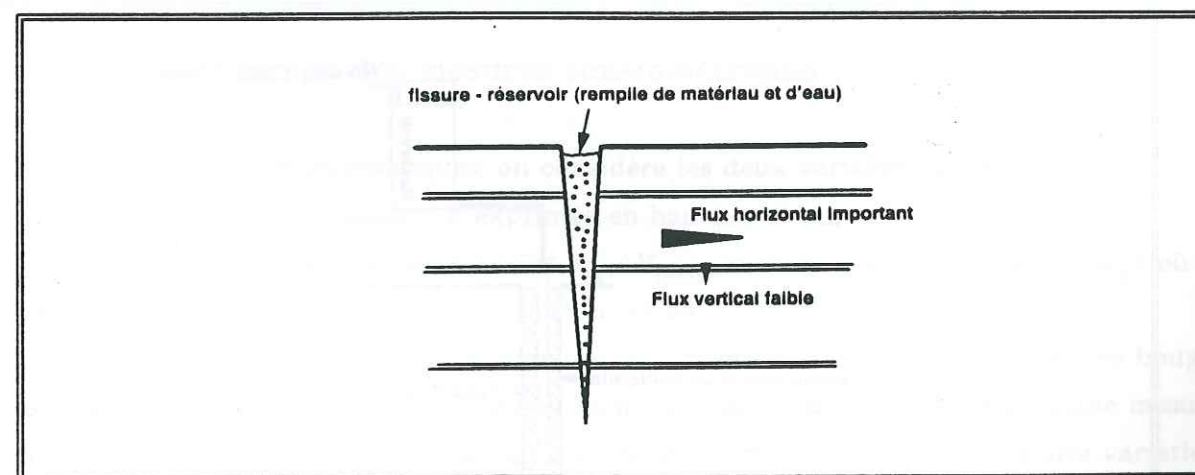


Figure 48 : Origine du flux horizontal dans les argiles litées

Le dispositif expérimental est constitué (figure 49) :

- * d'un forage d'infiltration (figure 50) mise en charge par un réservoir;
- * et, autour de ce forage, d'une dizaine de tensiomètres (figure 51) permettant de suivre l'évolution de la pression interstitielle. Ces tensiomètres sont répartis sur des cercles de rayons différents et à des profondeurs différentes.

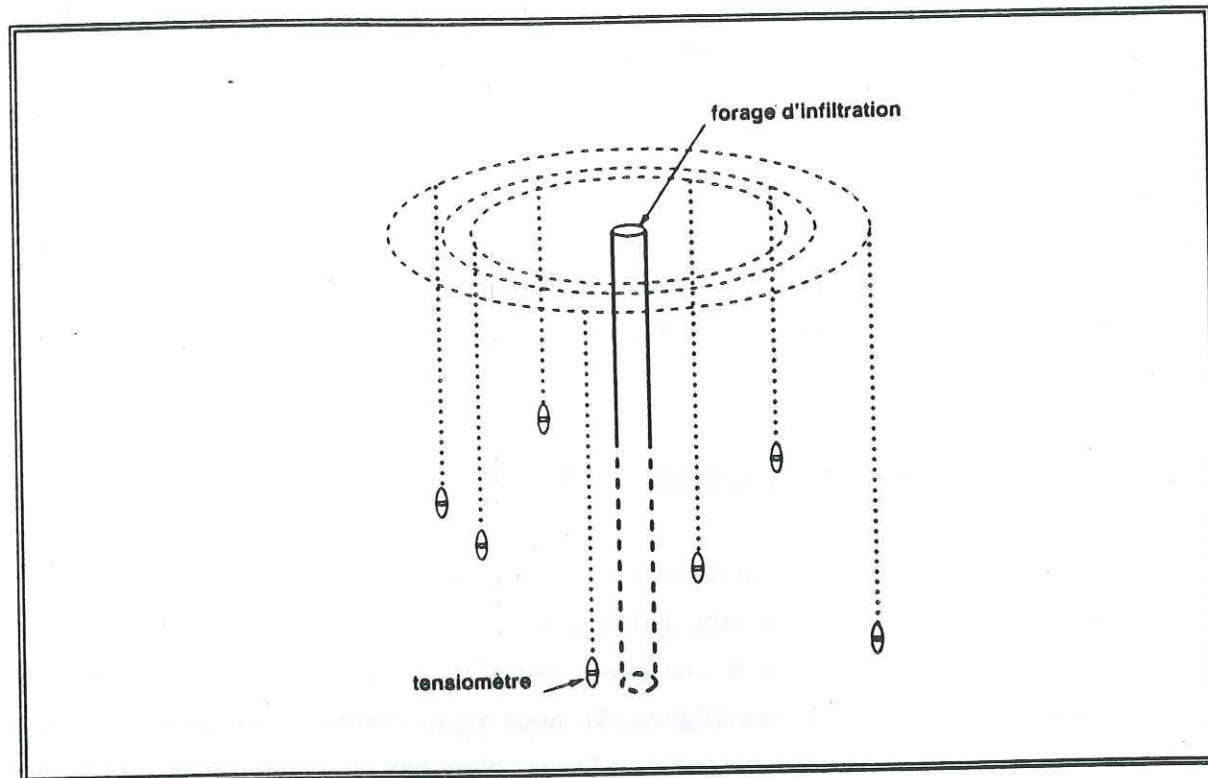


Figure 49 : Schéma du dispositif

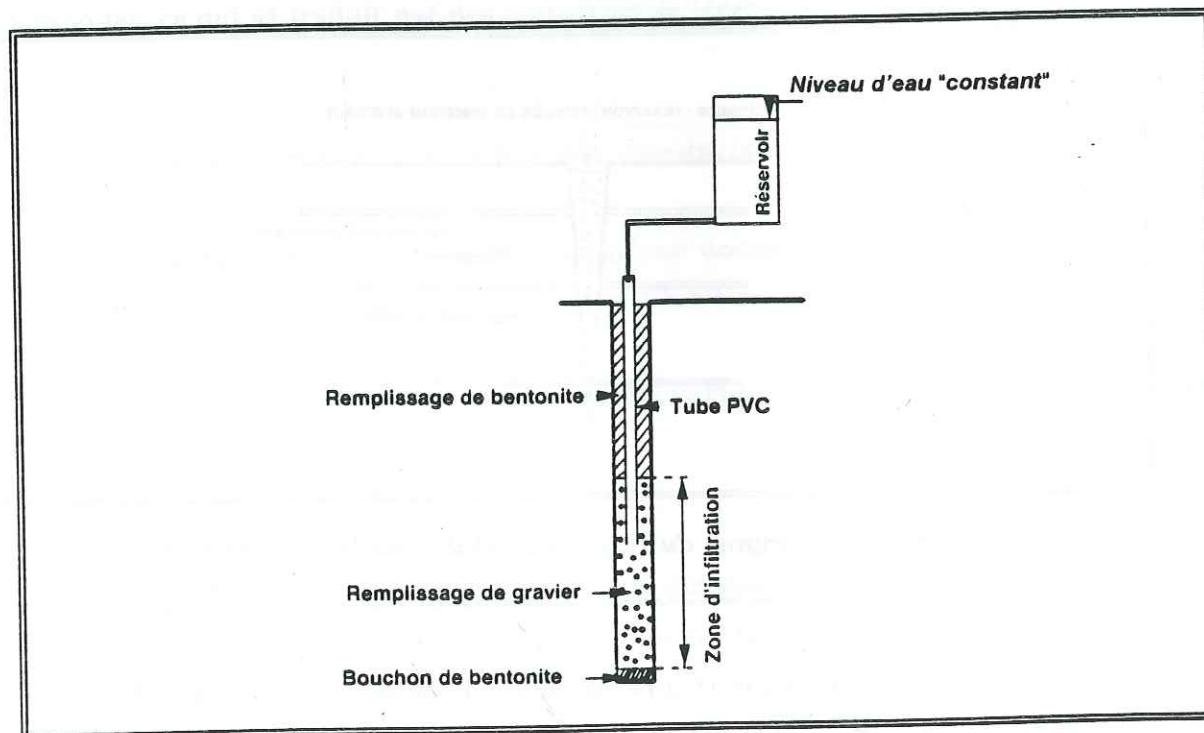


Figure 50 : Forage d'infiltration

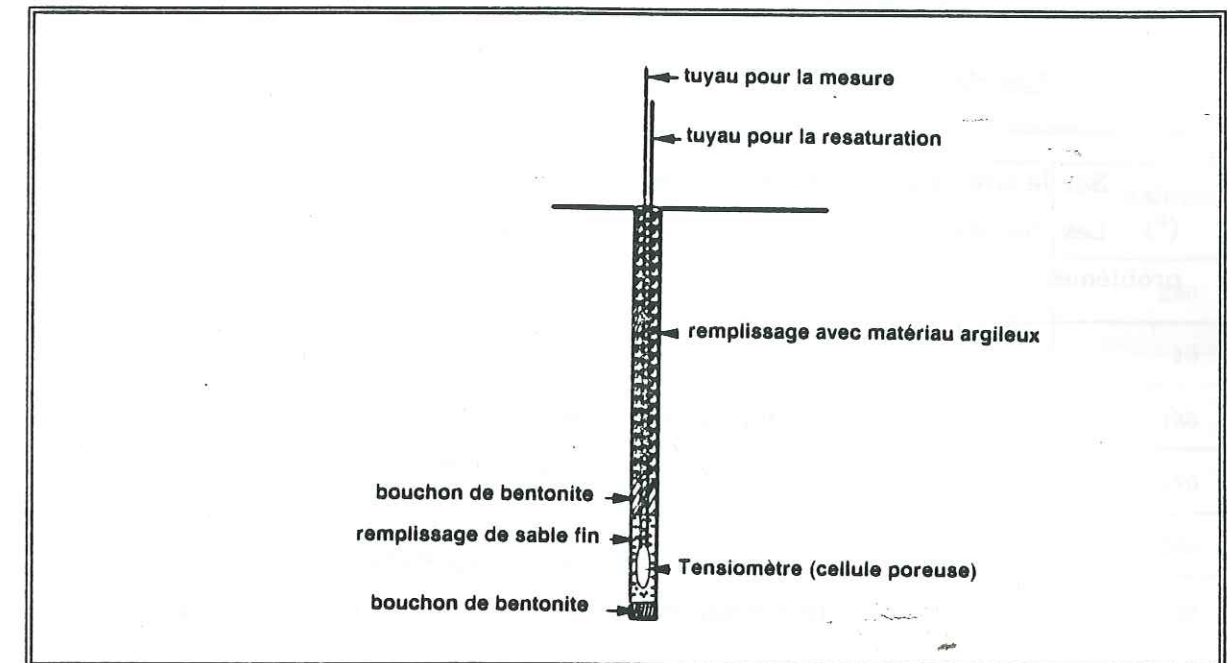


Figure 51 : Tensiomètre en place

-3.3- Les mesures tensiométriques

-3.3.1- Principe des mesures tensiométriques

Dans les études hydrauliques, on considère les deux variables d'état h et θ :

* la variable de pression : h exprimée en hauteur d'eau;

* la teneur en eau volumique : $\theta = V_w / V_{total}$ avec la relation $\theta = w \cdot (\rho_d / \rho_w)$ où w est la teneur en eau pondérale. La précision est de l'ordre de 10 à 20 %.

Pour la mesure de h dans le domaine capillaire ($h > -10$ m), on utilise une bougie poreuse en liaison avec un circuit fermé. La mesure de pression correspond à une mesure de volume et l'équilibre air-eau se fait au niveau du filtre de céramique. Cette variation de volume mesurée par le tensiomètre est traduite au niveau du sol par un capteur (manomètre à mercure ou, dans notre cas, capteur de pression).

Il est nécessaire de rappeler que la qualité des mesures tient à la continuité de la phase liquide entre le sol et le circuit de mesure par l'intermédiaire de la cellule poreuse. Il est donc primordial que l'installation soit faite avec un grand soin pour que la cellule poreuse adhère intimement au sol. La majorité des problèmes rencontrés avec l'utilisation des tensiomètres provient de la présence d'air dans le circuit de mesure.

-3.3.2- Les données expérimentales

-a- Les données

Sur le site de Roissard, trois expériences ont été menées.

Les résultats obtenus sont peu concluants. Les mesures sont affectées par des problèmes techniques :

- à court terme, l'influence du temps de stabilisation de la mesure, de la température, de la pression atmosphérique conduit à des incertitudes;
- à long terme, le vieillissement de l'installation conduit à la présence d'air dans le système de mesure, d'où des valeurs de pression erronées;

mais l'on rencontre aussi des problèmes d'interprétation liés :

- à la nature de l'écoulement : écoulement radial en milieu non saturé et fissuré;
- à une mauvaise connaissance des paramètres hydriques, dont la teneur en eau initiale;
- à l'ignorance de la géométrie (position des lits silteux et des fissures) et des conditions aux limites hydrauliques (apports pluviaux et évapotranspiration).

Néanmoins, à la vue de quelques courbes expérimentales, nous essaierons d'explicitier la nature des difficultés d'interprétation.

Pour le site n°1, nous présentons les données géométriques et hydrauliques sous forme d'un tableau et d'un schéma en plan du site (figure 52).

Nous avons choisi quelques résultats graphiques. Les mesures de la variation de la pression sont tracées en fonction du temps (figure 53). De même pour la période de mesure, nous présentons le relevé pluviométrique de la station la plus proche du site, celle de Maissenas (Roissard) (figure 54).

SITE EXPERIMENTAL DE ROISSARD Mesures tensiométriques - Site n° 1 Données géométriques

n° tensiomètre	Distance radiale (cm)	Profondeur (cm)	Azimut (°)
[C1]	17	273	290
[1]	20	120	10
[2]	24	210	135
[3]	59	114	170
[4]	42	210	200
[5]	20	169	235
[6]	41	169	340
[7]	47	111	90
[8]	49	210	295
[9]	40	169	70

Zone d'infiltration : de -95 cm à -252 cm.

Niveau d'eau dans le réservoir par rapport au TN : + 50 cm

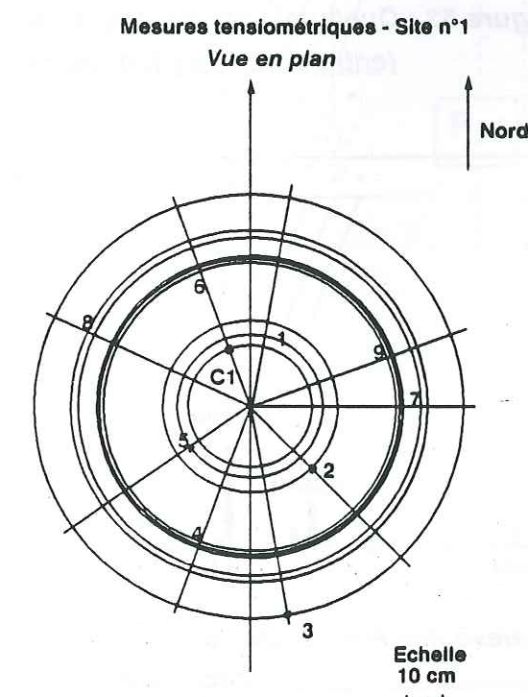


Figure 52 : Données géométriques et hydrauliques du site n°1

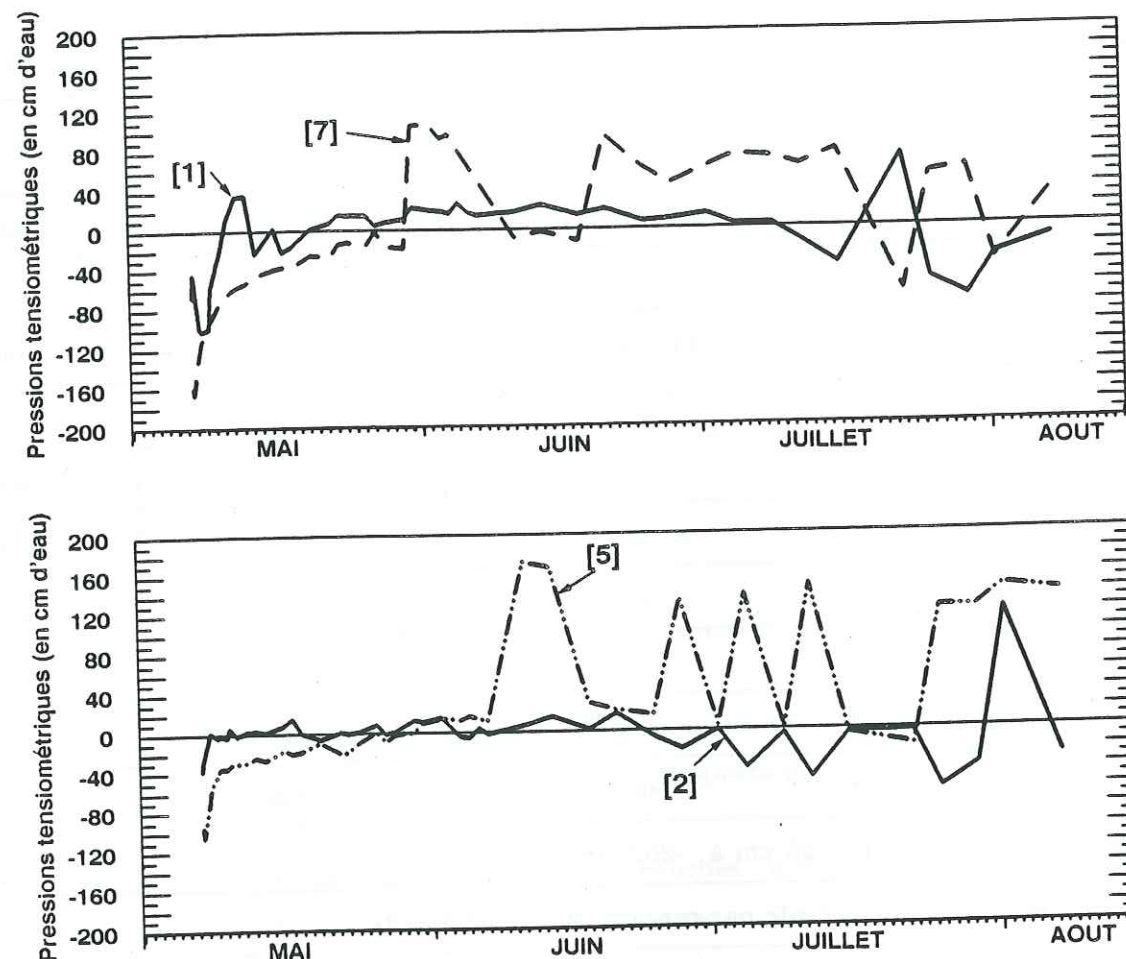


Figure 53 : Quelques relevés tensiométriques du site n°1
(entre crochets [], n° du capteur)

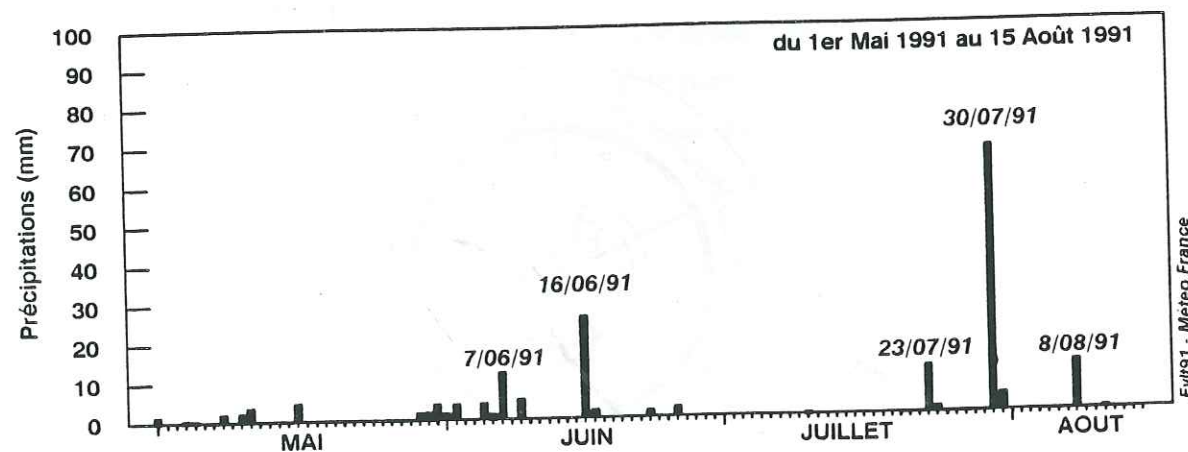


Figure 54 : Relevé des Précipitations Journalières de la Station de Massenas
(Roissard)

-b- Remarques

L'observation des quelques courbes expérimentales nous conduit à faire un certain nombre de remarques :

-la réaction quasi-instantanée de la plupart des tensiomètres peut être liée au développement d'une pression pneumatique au sein du matériau. Le tensiomètre mesure les pressions par l'équilibre de fluides de part et d'autre d'une céramique poreuse. La mesure tensiométrique est donc une fonction de la pression d'eau, de la pression d'air (dite pression pneumatique), et de la concentration chimique entre l'eau du circuit de mesure et l'eau du sol. Nous négligeons l'influence de cette dernière.

Le développement d'une pression pneumatique est possible si l'air occlus dans le sol de la zone non saturée n'est pas en contact avec l'extérieur. Alors, lors de la mise en charge du forage d'infiltration, la pression d'air augmente (phénomène du piston)(fig.55);

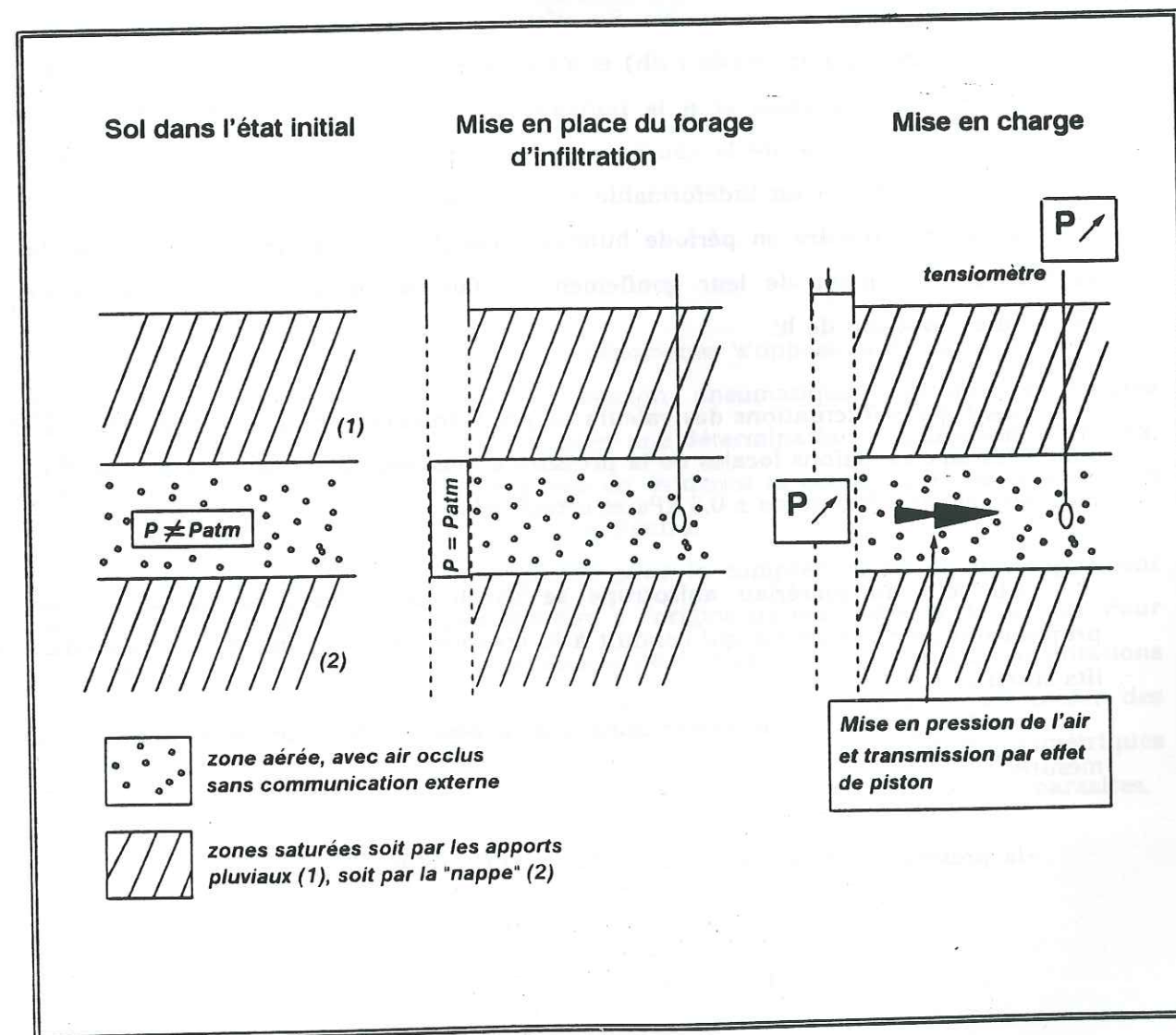


Figure 55 : Développement d'une pression d'air dans un sol

-l'existence de flux verticaux temporaires (pluie ou évapotranspiration) vient perturber nos mesures. Ainsi le relevé pluviométrique de la station de Roissard met en évidence l'influence de ces apports parasites sur notre expérimentation (par exemple, la pluie du 16/06/91 semble agir sur le tensiomètre [7]). La présence de fissures peut expliquer les temps de réponse courts des tensiomètres.

-l'utilisation de l'équation de *Richards* [1931] :

$$C \cdot dh/dt = \text{div}\{k(\theta) \cdot \text{grad } H\}$$

où C est la capacité capillaire, H la charge hydraulique, $k(\theta)$ la conductivité hydraulique

classiquement utilisée pour décrire l'écoulement en milieu non saturé, ne s'applique pas au cas de notre sol *déformable*. En effet, la capacité capillaire $C = d\theta / dh$ est une fonction de (dS / dh) et de (dn / dh) et s'écrit $C = n \cdot dS/dh + S \cdot dn/dh$, car $\theta = S \cdot n$ où S est le degré de saturation et n la porosité. Le premier terme dS/dh correspond à la détermination classique de la courbe de rétention d'eau du sol, mais le second dn/dh n'est nul que si le sol est indéformable. Or la présence de fissures de retrait en période sèche et leur fermeture en période humide témoignent de la déformation possible des argiles et notamment de leur gonflement. Il faudrait donc estimer la variation de porosité en fonction de h ;

-les légères fluctuations des valeurs de pression enregistrées (de l'ordre de ± 1 kPa) sont liées aux variations locales de la pression atmosphérique, ainsi qu'à la précision des mesures (erreur absolue de ± 0.6 kPa et erreur relative de 5%);

-au sein du matériau anisotrope se développent des gradients de vitesse de propagation de pression. Ce qui conduit à la création de micronappes en charge dans les lits silteux.

Sur la figure 56, nous remarquons que la position des tensiomètres influe sur les mesures;

-la présence de fissures conduit à des modifications de l'écoulement.

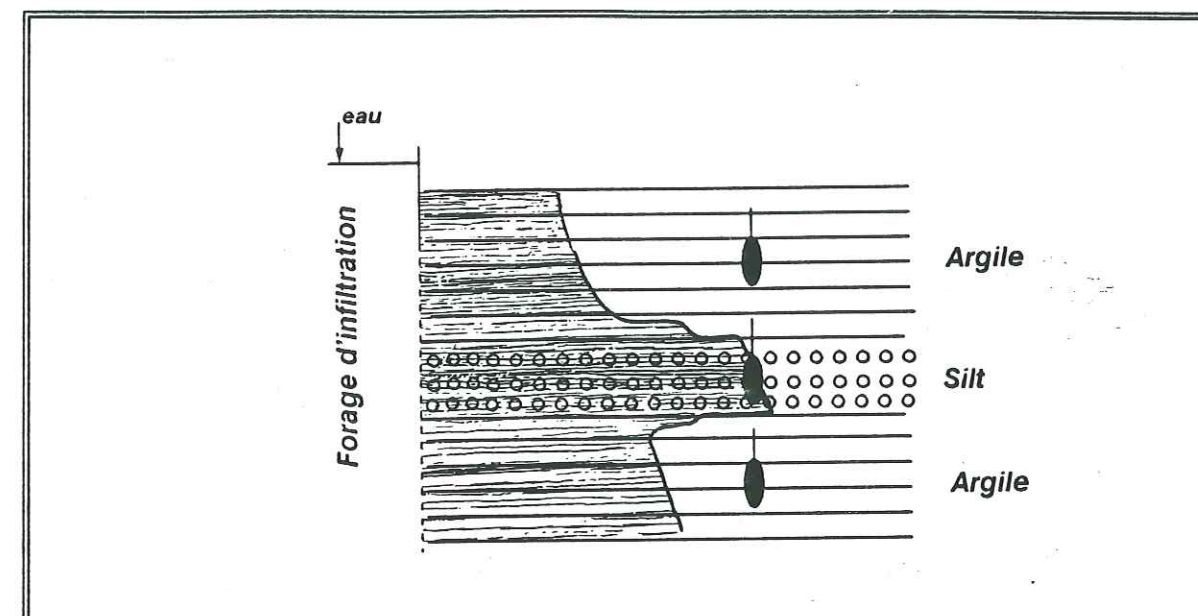


Figure 56 : Développement d'une micronappe

-c- Conclusion

La combinaison de ces différents phénomènes s'oppose à toute interprétation. Notamment, le développement de la pression pneumatique invalide les mesures expérimentales. Si le but initial, en particulier une détermination de perméabilité *in situ*, n'a pu être atteint, cette expérience a mis en évidence la complexité des écoulements dans les argiles litées, matériau anisotrope et fissuré.

Cette approche reste très intéressante pour la compréhension du développement des pressions interstitielles qui peuvent être à l'origine de mouvements de terrain. Pour poursuivre dans cette voie, il sera nécessaire de mettre en place des expérimentations plus simples, en abordant un problème non radial, en cherchant à s'affranchir des problèmes techniques, en améliorant la connaissance des paramètres géométriques (position des lits silteux et des fissures), et en annihilant les apports pluviaux parasites.

Troisième partie

La stabilité des pentes

Chapitre I

Les observations de terrain

-1- Introduction sur l'approche naturaliste

En présence d'une pente qui est le siège de mouvements apparents, on cherchera à définir la géologie du site, l'hydrologie et l'hydrogéologie, ainsi qu'à déterminer la géométrie de la masse en mouvement. Après cette démarche, on choisira soit de surveiller le glissement tout en évaluant le risque de rupture, soit d'envisager des travaux stabilisateurs tels que le drainage, le clouage,...

-1.1- Etude géologique d'un site

La connaissance de la géologie régionale et locale peut expliquer l'origine des instabilités de versants. Cette étude se traduit par la confection d'une carte géologique à grande échelle (1/10000 ou 1/5000). Sur cette carte, figureront les formations géologiques et leurs contacts réels ou supposés. Ce document graphique sera accompagné d'une notice décrivant les différentes formations.

Cette étude servira à définir une campagne de reconnaissance afin de lever les incertitudes et de confirmer les hypothèses faites par le géologue.

-1.2- Etude hydrologique et hydrogéologique du site

Elle présente, compte tenu du rôle déterminant joué par l'eau dans les instabilités de versant, le complément indispensable de l'étude géologique.

Nous distinguons différents domaines d'étude :

-étude pluviométrique de la région ou du site :

Afin de déterminer l'action des précipitations, il peut être nécessaire de mener à bien une étude climatologique. Notamment, les enregistrements de stations météorologiques (stations du réseau Météo France, ou propres à l'étude du site) permettent d'observer le régime des précipitations. En effet, des séquences pluvieuses de grande intensité (du type "orage d'été") conduisent à de forts ruissellements plus ou moins chargés qui peuvent

devenir des coulées boueuses. Par contre, des précipitations réparties dans le temps et l'espace entretiennent les glissements en cours;

-l'hydrologie de surface :

Il faut repérer les zones d'écoulement préférentiel, les zones de ruissellement, d'infiltration. De plus, le rôle de cours d'eau coulant au pied d'un versant est à déterminer (effet de sape);

-l'hydrogéologie :

Cette étude consiste à déterminer la présence de nappes et à suivre leur évolution temporelle. De même, il sera nécessaire de noter les venues d'eau dévoilées par les sondages.

-1.3- Etude géomorphologique

En abordant une pente *suspecte* présentant des signes topographiques de mouvements, il faut chercher à déterminer la géométrie du glissement. L'étude morphologique du versant permet de délimiter le glissement en surface.

L'analyse de la morphologie par photointerprétation conduit à distinguer les zones affectées par des mouvements (arrachements, fissures dans le terrain, désordre de la couverture végétale, ...). Néanmoins, cette étude peut être limitée par une visibilité réduite liée à une couverture végétale trop dense.

Rien ne remplace donc les observations directes et minutieuses du secteur à étudier. Il faut alors reporter le maximum d'éléments caractéristiques du glissement.

On devra repérer :

- les arrachements principaux;
- les fissures, qu'elles soient parallèles aux lignes de niveau, ou qu'elles soient sensiblement parallèles aux lignes de plus grande pente;
- les bourrelets et fissures chaotiques de pied de glissement;
- les coulées boueuses;
- les anomalies topographiques : ondulation,...
- les sources et zones humides;

ainsi que les désordres affectant les constructions (ventres dans les murs de soutènement, fissures dans les maisons, et sur les voies de communication,...) ou la végétation (arbres, verticaux ou penchés, droits ou tordus).

-2- La campagne d'investigation par sondages

La raison d'être d'une telle campagne de reconnaissance est :

- de fournir une définition géologique précise du site étudié, et ainsi de connaître la puissance des diverses formations;
- d'instrumenter les sondages pour un suivi des déformations du massif et alors définir la ou les surfaces de glissement, et pour le suivi piézométrique.

En analysant les carottes de sondage, nous avons cherché à localiser les zones de rupture en utilisant le critère de froissement des argiles litées. Malheureusement, l'interprétation de ces observations peut se révéler délicate, voire hasardeuse ou impossible, sans le recours à d'autres données. Ces incertitudes sont dues au fait que les anomalies de stratification des argiles litées ont différentes origines (cliché n°1 page 16) :

- slumping synsédimentaires;
- glissements anciens ou récents;
- problèmes de carottage.

-3- Etude de deux sites dans le Trièves

-3.1- Le contexte géographique

Situé au Sud-Est du col du Fau, le secteur étudié est limité à l'Est par la montagne du Baraton, au Sud par celle du Cornillon et à l'Ouest par les torrents de l'Ebron et du Riffol. Il est traversé par une brèche importante : celle de l'Ebron, torrent alimentant la retenue de Monteynard, établie sur le Drac.

Du point de vue de la végétation rencontrée dans cette région à vocation agricole, nous distinguons les champs cultivés (blé, luzerne,...), les champs destinés à la pâture, des bois denses de pins dès que la pente s'accroît, mais aussi des zones de taillis, ronces, pins enchevêtrés associées à une topographie accidentée, rendant tout accès difficile, voire impossible.

Les deux sites étudiés appartiennent respectivement aux communes de Lavars et de Roissard (figure 57).

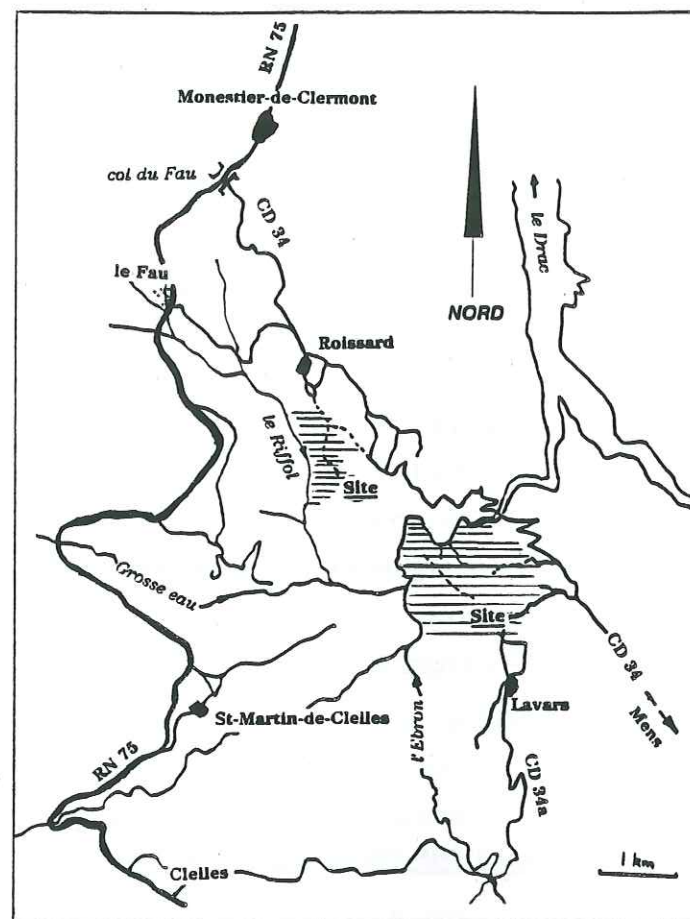


Figure 57 : Plan de situation des sites

-3.2- Le contexte géologique

-3.2.1- Les formations rencontrées

-a- Les alluvions fluvio-glaciaires post-würmiennes

Elles apparaissent à la cote 720, et ces alluvions peuvent être interprétées comme étant des alluvions de décrue du Würm.

Matériaux essentiellement sablo-limoneux avec des lentilles graveleuses, ils constituent un aquifère, la série argileuse sous-jacente formant une barrière imperméable. Ceci se traduit par l'apparition de sources au contact des deux formations.

-b- Les argiles litées

Ces argiles recouvrent soit directement le substratum marneux, soit les accumulations graveleuses pré-würmiennes. Leur puissance est très variable. Par exemple, au droit du sondage X1bis, situé à mi-versant, leur épaisseur est de 73 mètres. Leur cote maximale d'apparition est de 720 mètres.

En surface, ces argiles montrent, en période pluvieuse, un comportement "fluide". On observe des écoulements superficiels entraînant la végétation dans les combes, associés à des coulées boueuses. De plus, les argiles litées sont affectées par des glissements plus profonds dont témoigne la morphologie en marches d'escalier.

-c- Les alluvions fluvio-glaciaires pré-würmiennes

Ce sont des matériaux de remplissage de lits fossiles de l'Ebron. Ces dépôts anciens inférieurs comblent un ancien cours (alluvions calcaires, à galets inclus dans une matrice sableuse ou sablo-limoneuse, posées directement sur le substratum). Ils s'observent de façon nette à Saint-Martin-de-Clelles (cote 620), au Chambon (au Sud de Lavers, cote 590), vers Bouchaire (au Nord de Lavers, cote 570).

La cimentation en poudingue de ces alluvions explique le fait qu'elles puissent affleurer en falaise (jusqu'à 10 mètres de hauteur).

-d- Une curiosité : le poudingue du "Rognon de Marcellaire"

Au niveau de l'îlot rocheux de Marcellaire, nous avons observé un recouvrement local du substratum par un poudingue à ciment calcaire. La cote élevée de cet affleurement par rapport au conglomérat du fond de vallée et sa géométrie : calotte de recouvrement isolée, conduisent à penser qu'il s'agit d'un vestige d'une ancienne terrasse (figure 63). De plus, le matériau étant très bien cimenté, son dépôt doit précéder celui des alluvions fluvio-glaciaires pré-würmiennes de l'Ebron.

-e- Le substratum marno-calcaire

Il s'agit soit de marnes noires plus connues sous le nom de "Terres Noires", soit d'une formation constituée par l'alternance de calcaires marneux et de marnes noires.

Ces formations se particularisent par une direction moyenne N-S et un pendage incliné d'environ 40° vers l'Ouest. Leur structure est monoclinale.

-3.2.2- Les reconnaissances

Dans le cadre de l'étude du tracé de l'autoroute Grenoble - Sisteron, le C.E.T.E. Lyon a effectué un grand nombre de sondages de reconnaissance dans le secteur Lavars - Roissard. Pour l'étude géologique des sites caractérisés par des instabilités de versant, nous avons retenu les résultats de 24 d'entre eux (en annexe).

-3.2.3- Les documents graphiques

-a- Introduction

Les documents graphiques se divisent en deux catégories :

-les cartes, pour une description et une représentation en plan des observations ou autres caractéristiques choisies. Ces documents permettent de visualiser rapidement un grand nombre de renseignements, et deviennent alors des documents de synthèse. Nous avons choisi des fonds topographiques d'échelle 1/5000 pour l'établissement des cartes des pentes et des cartes géologiques et géotechniques;

-les coupes, qui permettent de donner une autre dimension aux cartes : la profondeur. Sur ces coupes, habillées des formations géologiques, nous chercherons à faire figurer les renseignements relatifs aux glissements de terrain.

-b- La carte des pentes

Les cartes clinographiques permettent de classer les surfaces selon leur pente en différentes catégories (tableau X).

Pente (%)	Qualification	Catégorie
<5	Très faible	1
5 - 10	Faible	2
10 - 20	Moyenne	3
20 - 30	Forte	4
> 30	Très forte	5
>> 30	Abrupt rocheux	6

Tableau X : Les différentes catégories de pentes

Pour les affleurements d'argiles litées, nous avons établi ces cartes à partir du fond topographique et non des observations de terrain. En comparant la carte des pentes et la carte géotechnique, nous essaierons d'établir un lien entre l'inclinaison des pentes et les manifestations en surface des instabilités.

Sur le site de Roissard (figure 58), les fortes pentes soulignent la niche d'arrachement principale et le corps du glissement très actif.

Sur le site de Lavars (figure 59), nous remarquons que les pentes fortes sont localisées en pied de versant. Vers les cotes 675 - 700 m, nous observons une rupture de pente assez continue dans l'espace. C'est dans ces zones que les indices d'instabilité sont les plus marqués. Entre ces deux secteurs, les pentes sont globalement moyennes. Les manifestations d'instabilité sont plus diffuses, le terrain est affecté par une ondulation d'amplitude variable.

Figure 58

SECTEUR DE ROISSARD

Carte des pentes

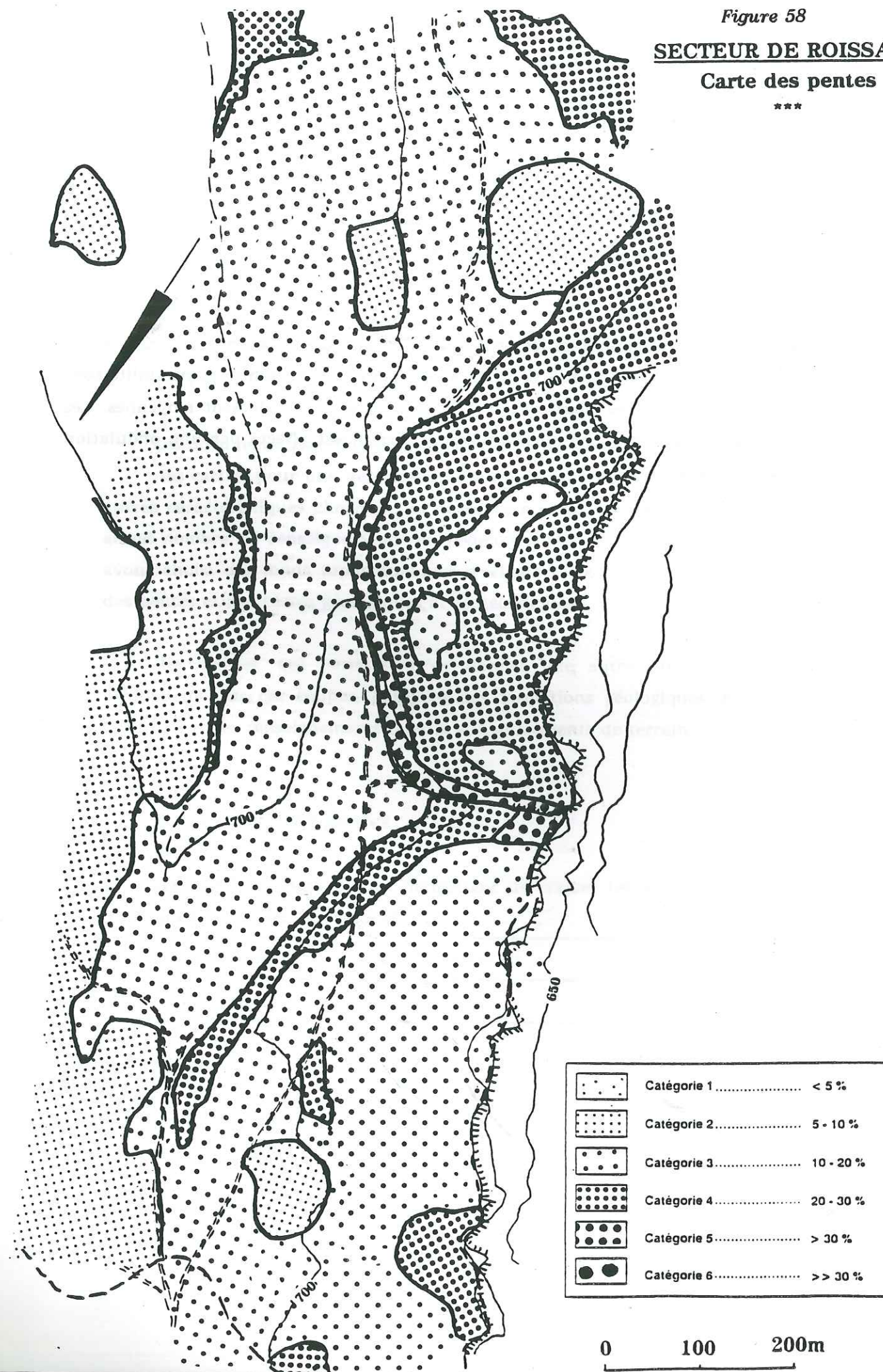
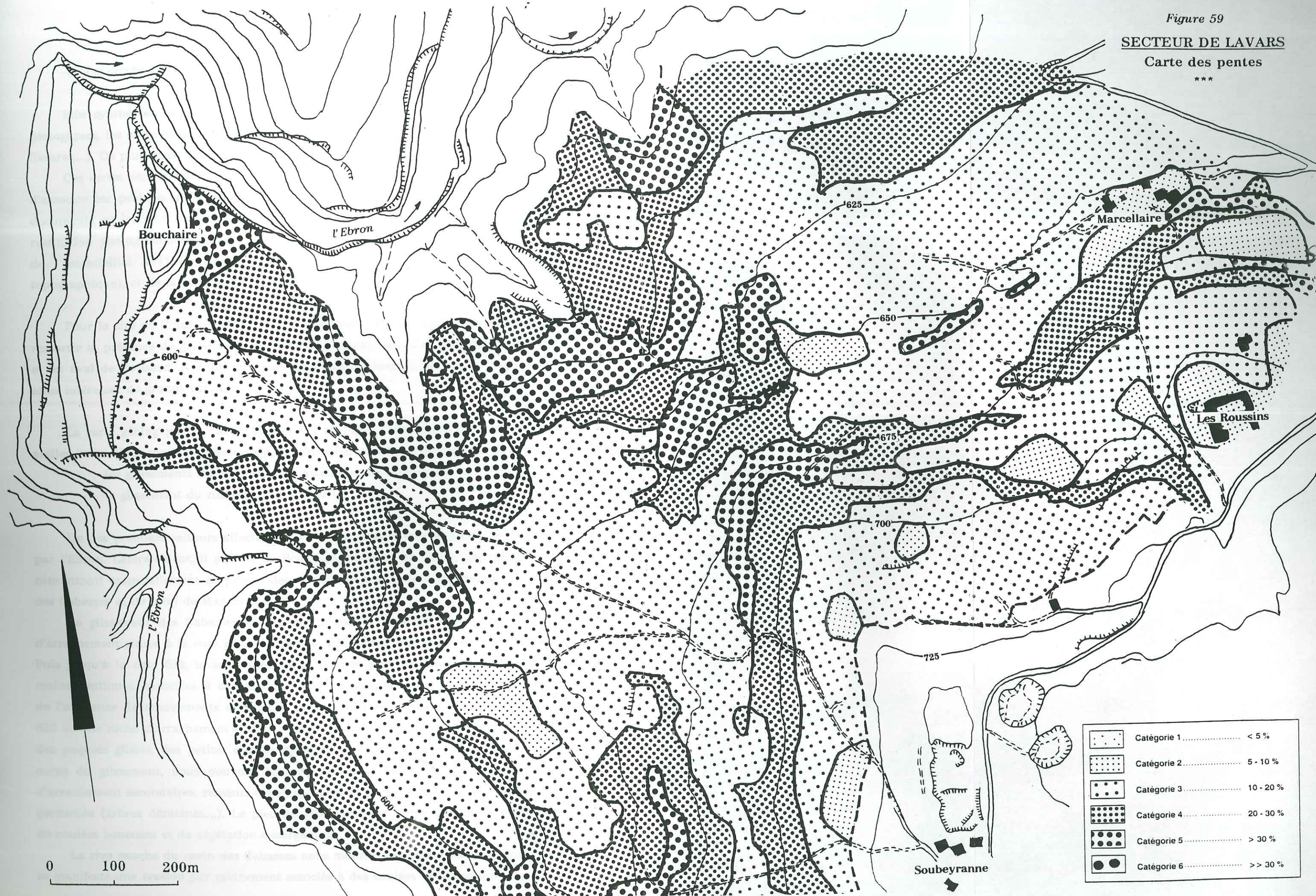


Figure 59
SECTEUR DE LAVARS
 Carte des pentes



-c- La carte géologique et géotechnique

Elle synthétise les travaux de terrain. On y trouve les limites des formations géologiques, les observations hydrologiques et les indices de mouvements (arrachements, fissures,...). De plus, nous y situons les sondages effectués.

Ces cartes seront, autant que possible, une image fidèle du terrain, et permettront d'associer les problèmes de stabilité aux formations rencontrées. La précision de ces documents est fonction de la qualité du fond topographique (ces plans étant obtenus par restitution photogrammétrique, de grandes incertitudes règnent dans les zones boisées), de l'accessibilité à l'information (les zones de taillis rendent difficile le repérage topographique), et de la conscience professionnelle du géotechnicien.

Pour le site de Roissard (figure 60), l'observation des photographies aériennes fait ressortir la présence de glissements de taille importante, situés en rive gauche du Riffol et en aval de Roissard. Non bloqués par des obstacles locaux, ils ont pu s'épanouir et ainsi intéresser de grands volumes.

La carte géologique de Lavars (figure 61) souligne l'importance de la présence des argiles litées. Nous nous intéresserons plus particulièrement aux glissements de terrain :

- les glissements du ruisseau des Cabasses et de Marcellaire.
- le glissement du ruisseau de l'Aragnerie;

Un des premiers secteurs affectés est le versant orienté vers le Nord, limité en pied par l'Ebron. Latéralement, il s'étend de Bouchaire au Pont de Brion. Les instabilités se concentrent essentiellement au niveau des talwegs, et notamment au niveau du ruisseau des Cabasses et de celui de Marcellaire.

Le glissement des Cabasses se caractérise par la présence d'une première niche d'arrachement située à la cote 650. Elle semble peu active, car recouverte de végétation. Puis jusqu'à la cote 630, le sol présente des fissures plus ou moins ouvertes, plus ou moins continues, associées à des escarpements topographiques. La végétation témoigne de l'existence de mouvements de terrain (arbres tordus, penchés). Mais c'est à la cote 630 qu'une niche d'arrachement active se développe. Au pied de cette niche, se trouvent des paquets glissés, des petites coulées de boue, des zones de rétention d'eau. Dans le corps du glissement, nous pouvons observer une topographie très accidentée (niches d'arrachement secondaires, ressauts topographiques, fissures) ainsi qu'une végétation très perturbée (arbres déracinés,...). Le pied du glissement est formé par un enchevêtrement de coulées boueuses et de végétation désorganisée..

La rive gauche du ravin des Cabasses nous montre un versant raide et mis à nu où se manifeste une érosion par ravinement associée à des coulées boueuses superficielles.

SECTEUR DE ROISSARD

Carte géologique & géotechnique

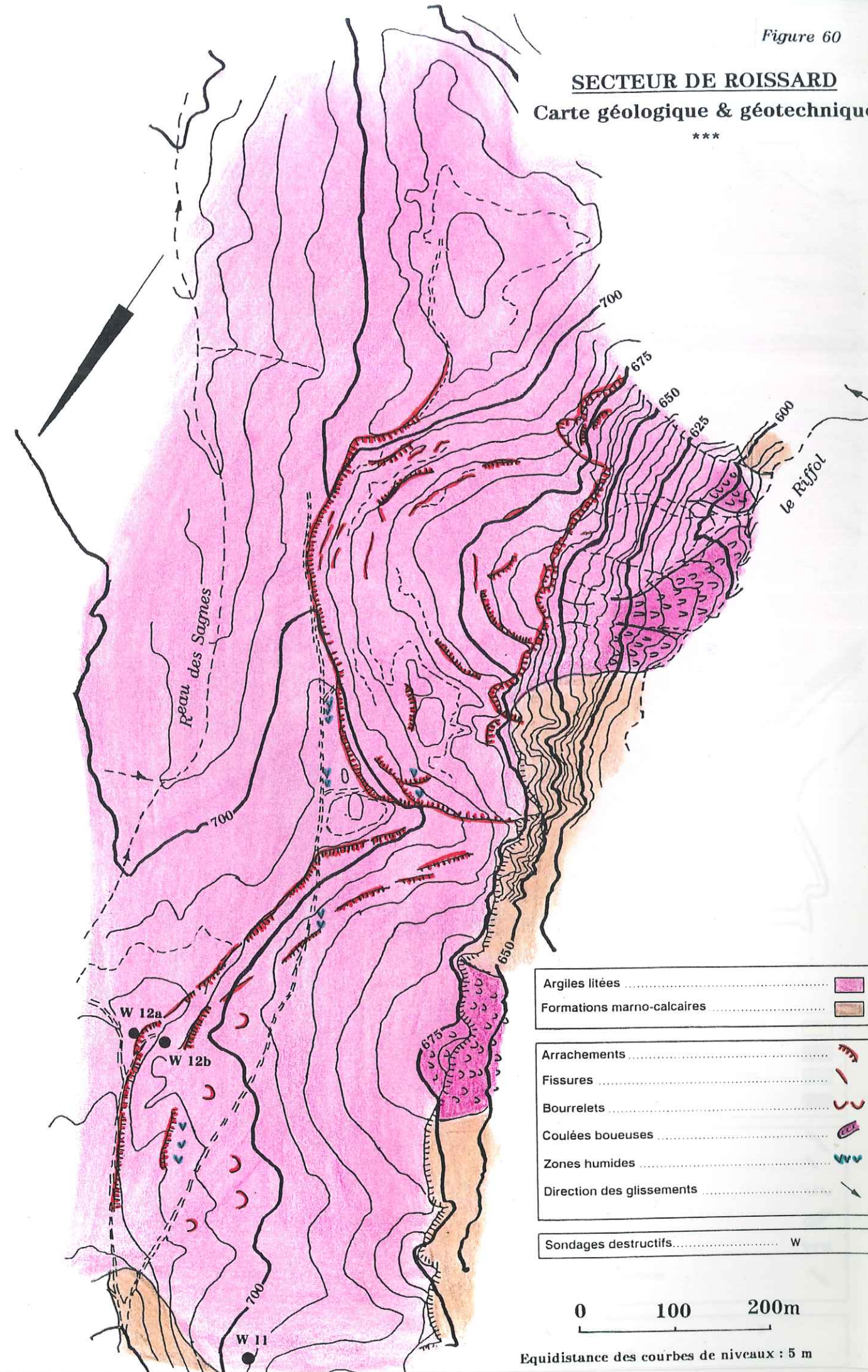
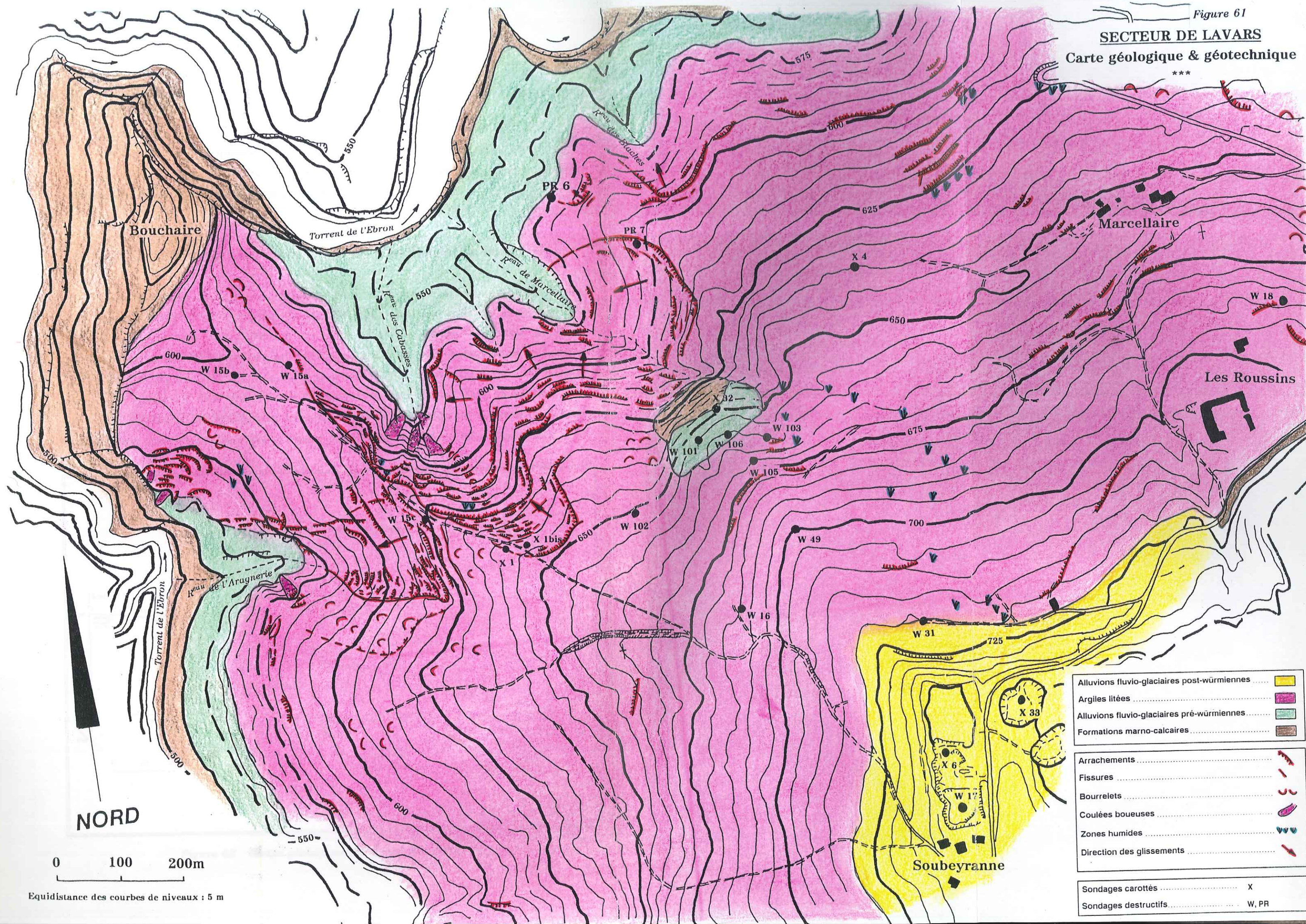


Figure 61

SECTEUR DE LAVARS

Carte géologique & géotechnique



NORD

0 100 200m

Equidistance des courbes de niveaux : 5 m

-d- Les coupes géologiques de Lavars

Les deux coupes géologiques nous montrent deux configurations possibles :

- un versant argileux quasi homogène affecté par des glissements (figure 62);
- un versant (figure 63) où la présence d'un îlot rocheux peut jouer un rôle stabilisateur vis-à-vis des glissements profonds.

-e- Comparaison photogrammétrique d'un glissement de Roissard

La comparaison photogrammétrique de deux clichés espacés d'une période de 28 ans (mission I.G.N. 1959 et mission Aériale 1987) sur une zone test du glissement de Roissard nous montre une régression de la niche d'arrachement principale pouvant atteindre localement 20 mètres, ce qui correspond à des vitesses de régression de l'ordre de 70 cm/an (figure 65). Ces valeurs sont d'autant plus importantes que les pentes amont du glissement sont nulles voire "négatives" (contre-pente) dans la plupart des secteurs. L'évolution rétrograde peut s'expliquer par la succession de ruptures liées à la modification du moment stabilisateur exercé par le bloc de pied de talus (figure 64).

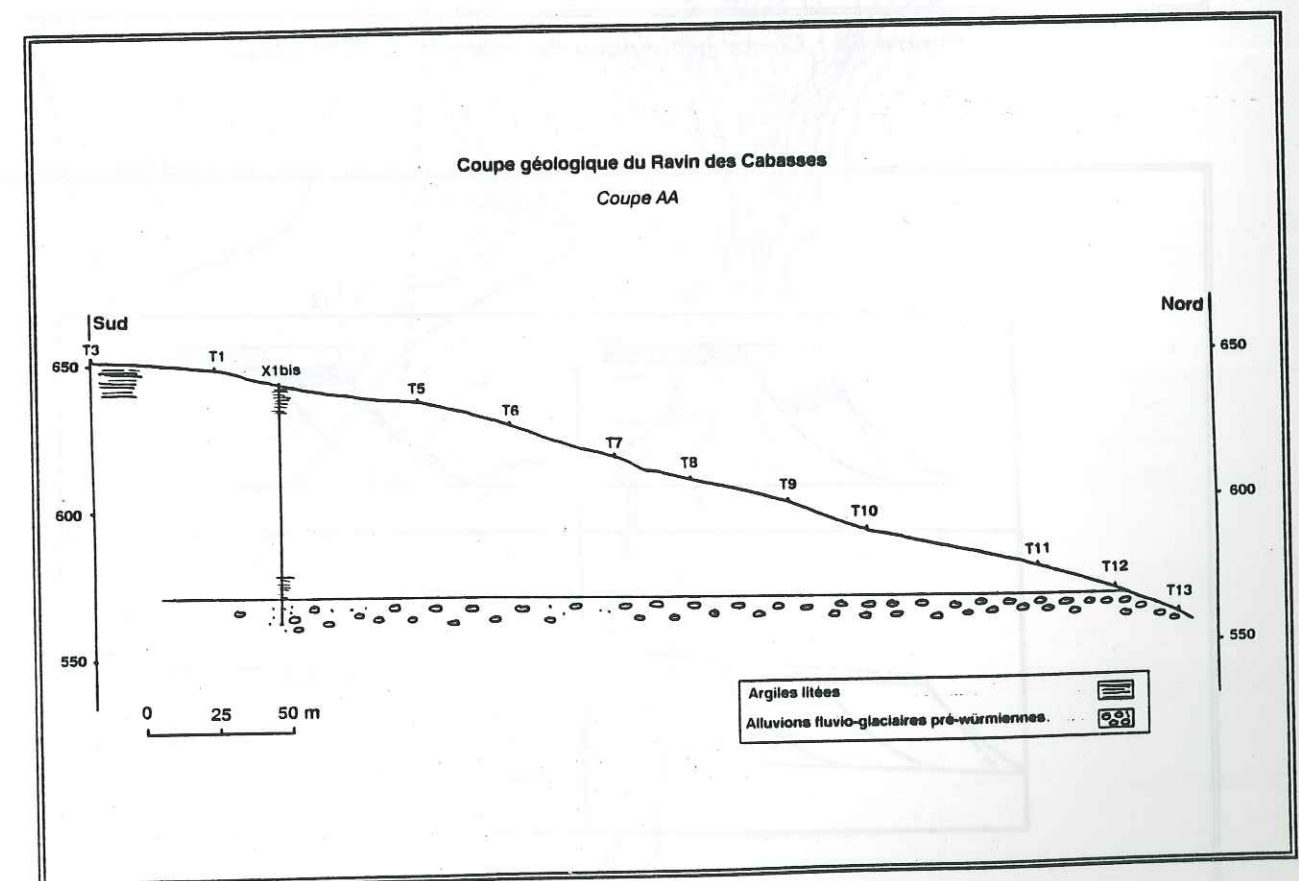


Figure 62 : Coupe géologique du Ravin des Cabasses

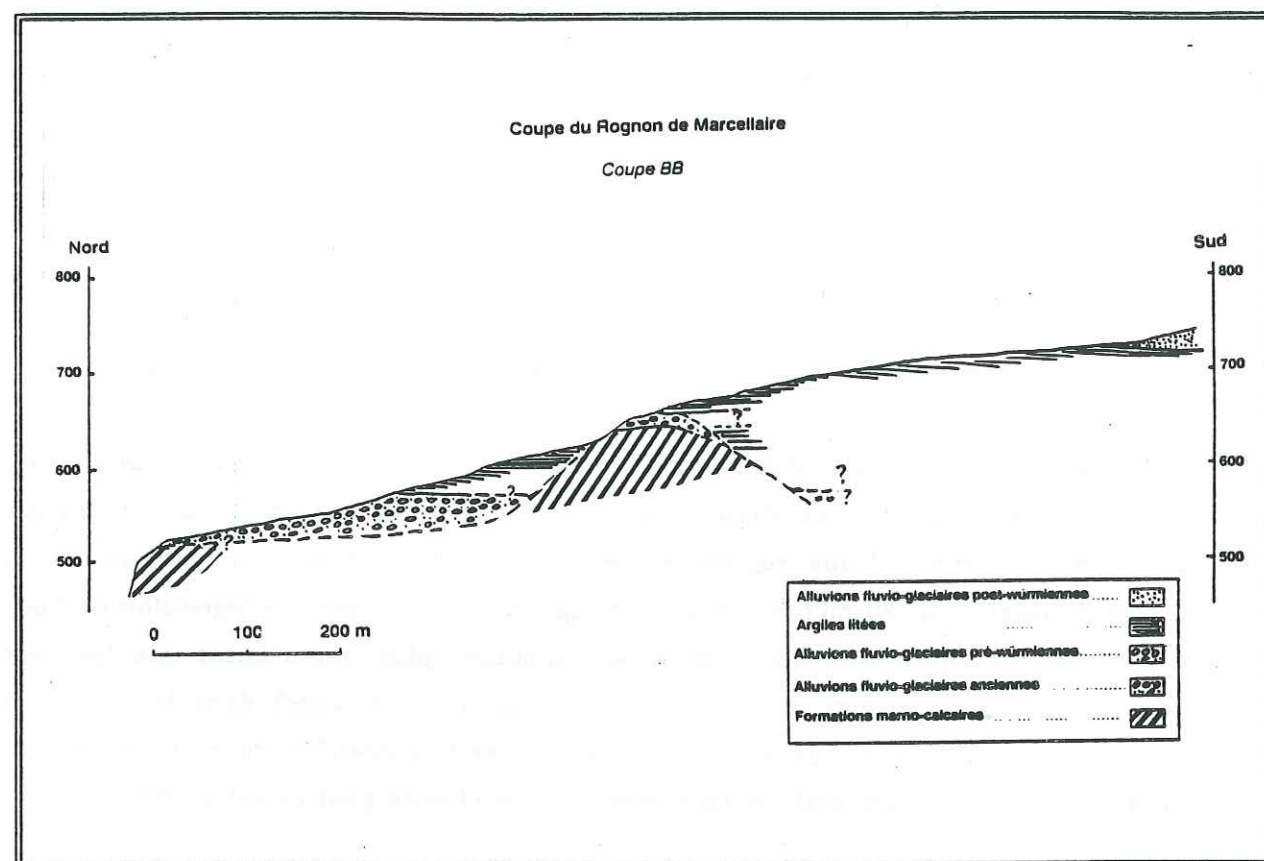


Figure 63 : Coupe géologique du Rognon de Marcellaire

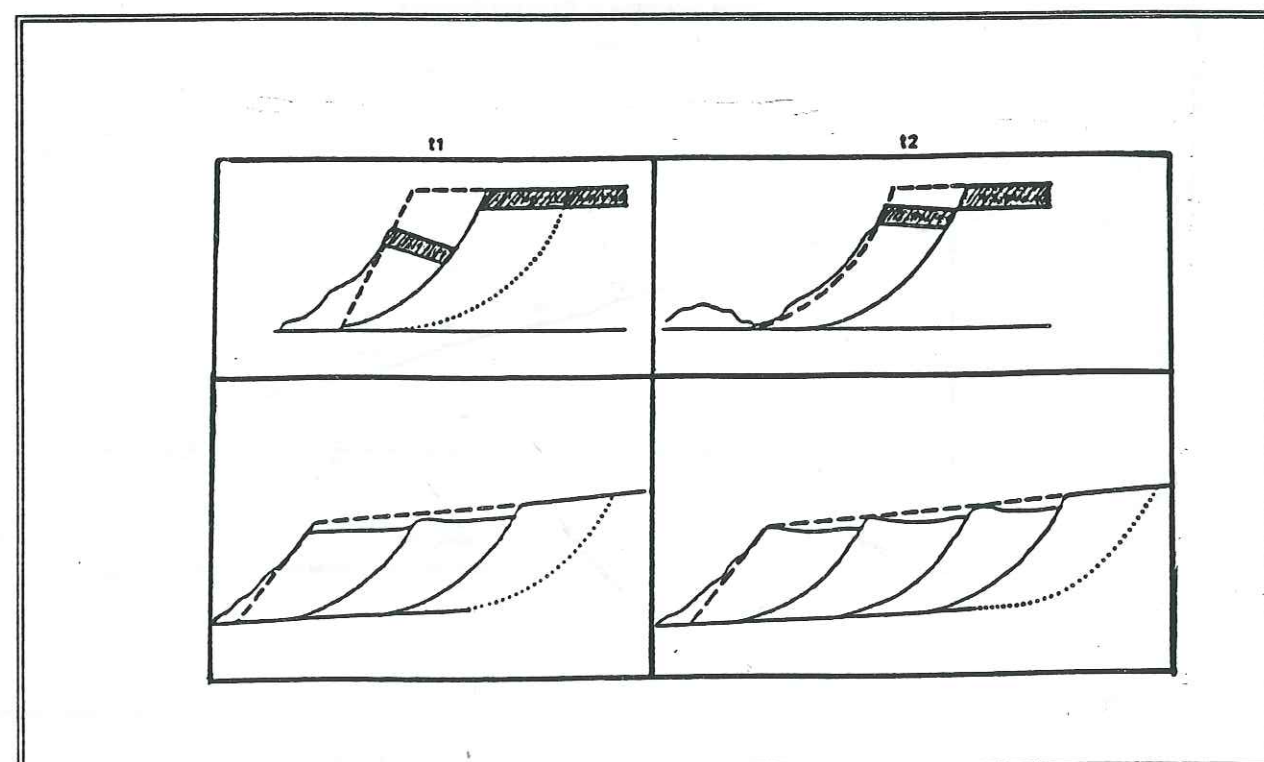
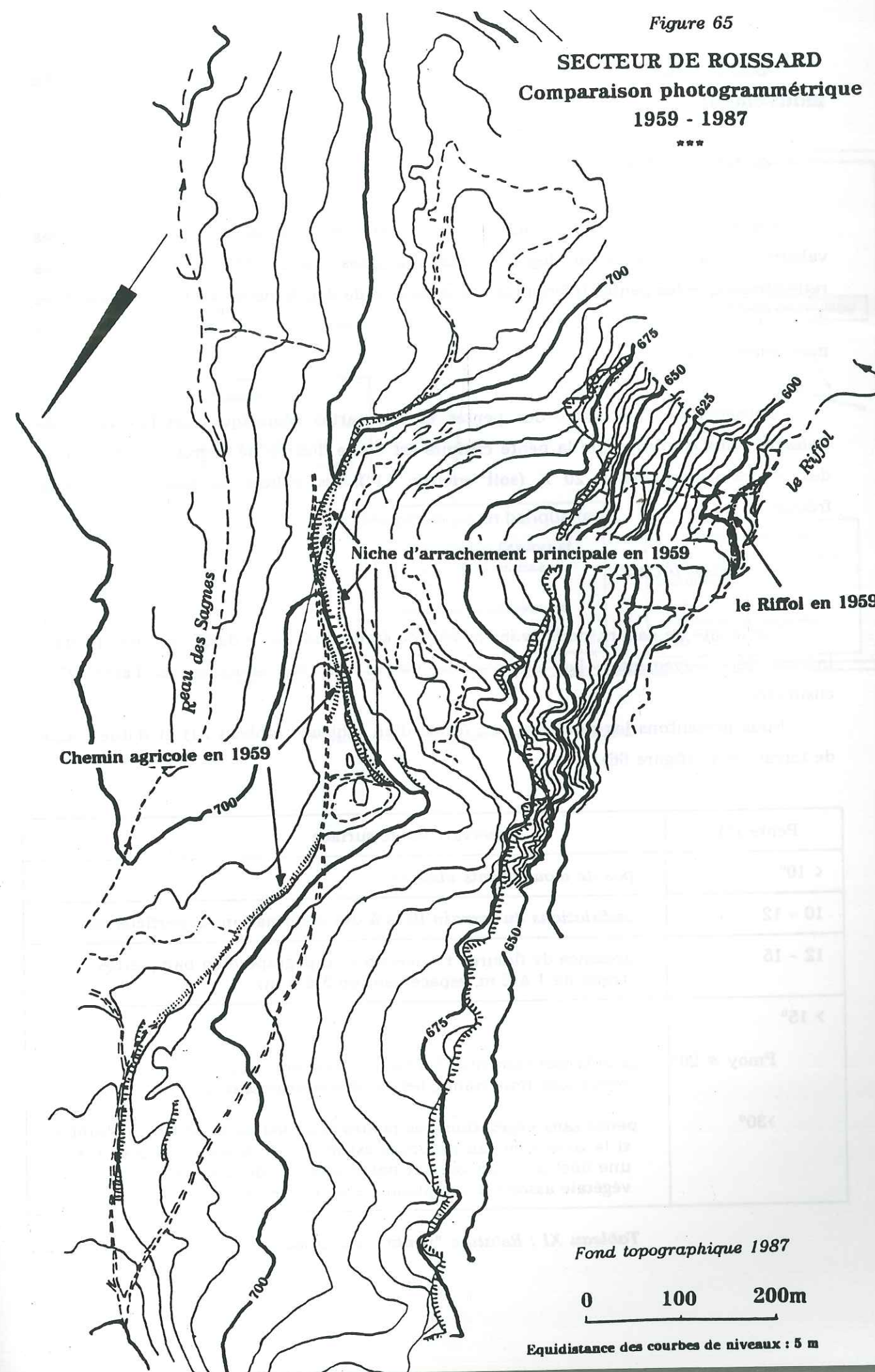


Figure 64 : Evolution rétrograde d'un glissement de terrain

Figure 65
SECTEUR DE ROISSARD
Comparaison photogrammétrique
1959 - 1987



-3.2.4- Observations sur la relation entre la pente et les indices de mouvement

-a- Observations générales

Un examen statistique [Antoine & al., 1981] montre une corrélation entre les valeurs de la pente et le degré d'instabilité dans les conditions naturelles. Nous retiendrons que les pentes inférieures à une dizaine de degrés ne présentent pas d'indices de mouvements, tandis que pour les pentes supérieures à 10°, les terrains sont en mouvement.

L'observation des cartes des pentes et des cartes géologiques de Lavars et de Roissard nous confirme que la pente critique est d'une dizaine de degrés. En effet, pour des pentes supérieures à 20 % (soit environ 11°), les indices de mouvements sont fréquents.

-b- Etude locale

Sur le site de Lavars, nous avons mené une étude ponctuelle de la relation "pente - indices de mouvements". Les mesures de pentes ont été effectuées à l'aide d'un clisimètre.

Nous présentons les résultats sous forme d'un tableau (tableau XI) et d'une coupe de terrain type (figure 66).

Pente (°)	Observations de surface
< 10°	<i>pas de mouvements visibles</i>
10 - 12	<i>ondulations du terrain</i> liées à des déformations superficielles.
12 - 15	présence de fissures ± ouvertes et topographie en banquettes (rejet de 1 à 2 m, espacement de 3 à 5 m).
> 15°	
Pmoy # 20°	grands mouvements : les banquettes sont plus espacées et les rejets plus importants, les coulées sont possibles.
>30°	pente sans végétation (les pentes supérieures à 30° sont possibles si la teneur en eau naturelle est inférieure à w_{sat}). Nous avons une mise à nu du versant par glissement de la couverture végétale associé à des phénomènes d'érosion.

Tableau XI : Relation "pente - mouvements"

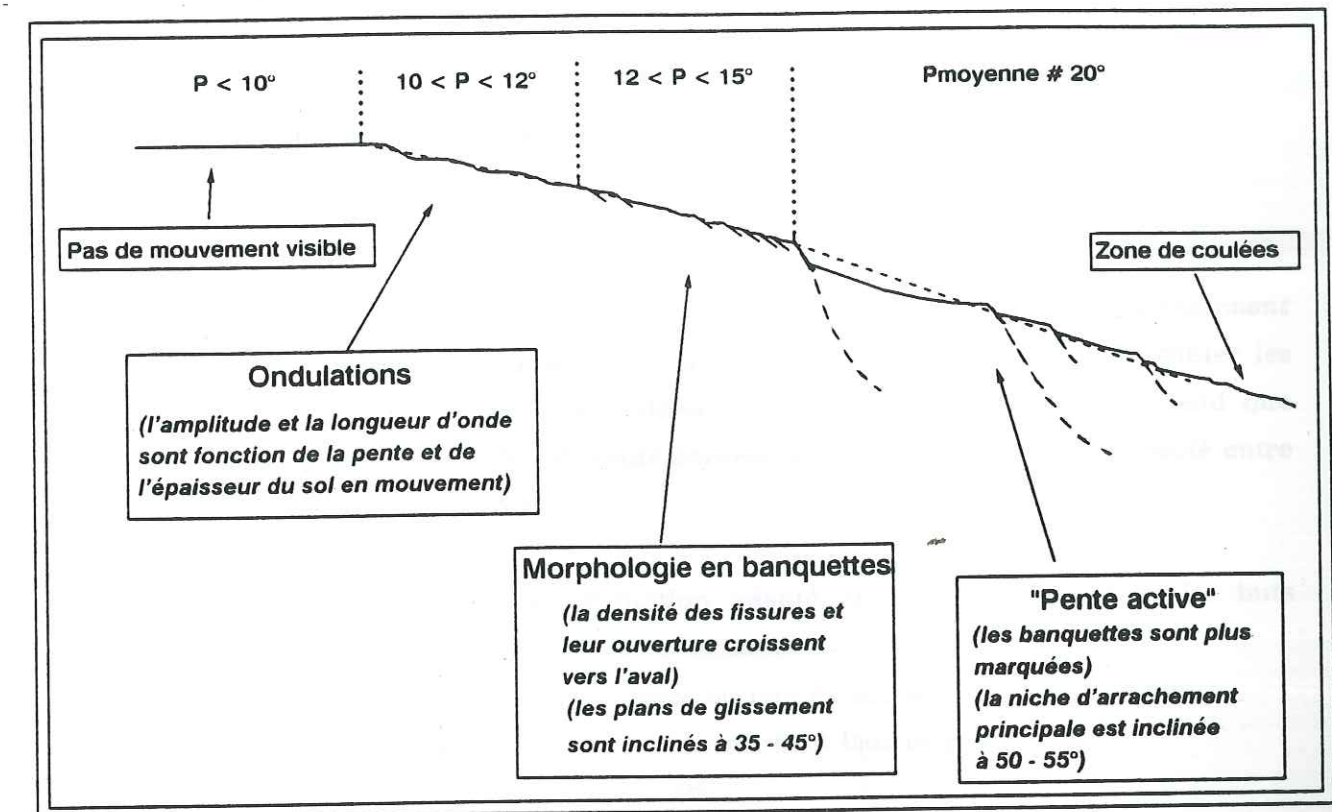


Figure 66 : Synthèse des observations

Chapitre II

Auscultation

-1- Auscultation du site de Lavers

-1.1- Présentation générale

Dans le secteur critique du tracé autoroutier Grenoble-Sisteron, "*le franchissement de l'Ebron*", nous avons mis au point un programme d'auscultation afin d'étudier les instabilités de terrain dans les argiles litées. Ce terme d'auscultation sous-entend que l'on a un suivi dans le temps de différents paramètres. La période de temps écoulé entre chaque mesure peut être variable.

Pour choisir le type d'instrumentation adapté, il convient de définir les buts recherchés. Certes, le choix est guidé par la nécessité :

- de lever les incertitudes sur l'existence ou non de surfaces de discontinuité;
- de comprendre le mécanisme des mouvements et leur origine;
- de connaître l'évolution des glissements.

Avec les résultats de l'instrumentation, on peut donc chercher :

- soit à établir des corrélations entre les mouvements et les agents susceptibles d'être à leur origine, tels que les agents atmosphériques;
- soit à définir le mécanisme de déformation et de rupture du massif argileux.

Nous avons opté pour les types de mesures suivantes :

- le suivi d'un profil topographique : mesures annuelles;
- le suivi des déformées de tubes inclinométriques : périodes de mesures variables qui furent fonction de l'accessibilité et des impératifs du tracé autoroutier;
- le suivi en continu (mesures horaires) de déplacements ponctuels dans un tube inclinométrique;

-un levé de données piézométriques. Les piézomètres posés sont de type tube ouvert. La validité des mesures est mise en cause (voir "calcul du temps de réponse d'un piézomètre ouvert", Partie II). La seule remarque intéressante est que les niveaux d'eau au sein des argiles litées saines semblent relativement constants.

-1.2- Suivi topométrique du ravin des Cabasses

-1.2.1- Présentation

En mai 1990, sur un layon taillé dans le ravin des Cabasses, nous avons fait implanter un profil matérialisé par 11 tiges métalliques foncées dans le sol.

Ce profil a été observé pour la première fois en mai 1990. La méthode employée est celle du développement d'une polygonale le long du profil en utilisant un théodolite Wild T2000 et un distancemètre Wild DI5.

En juin 1991, le profil a fait l'objet d'un second levé. Nous avons donc comparé les deux levés et ainsi pu déterminer les vecteurs déplacements.

-1.2.2- En amont du glissement

Au vu des résultats des déplacements des tubes T1 et T3 situés en amont de la niche d'arrachement la plus haute, nous pouvons considérer ces points comme fixes (tableau XII).

	Distance T3-T1	Ecart	Dénivelée T3-T1	Ecart
Mai 1990	41.23 m		-3.43 m	
Juin 1991	41.23 m	0	-3.43 m	0

Tableau XII : Ecart constatés sur les tubes T1 et T3

Notons qu'un mouvement d'ensemble est toujours possible mais il est difficile d'envisager un tel mouvement sans constater des écarts, même faibles. La période de mesure étant courte, il faudra confirmer les résultats dans le temps.

Le fait que le tube T1, situé juste en amont de la niche d'arrachement, n'ait pas bougé, témoigne de la non-régression du glissement des Cabasses, comme pouvaient nous le laisser présager les observations de terrain (reprise de la végétation sur la niche). Néanmoins, ceci n'est valable que pour la période d'étude mai 1990 - juin 1991. En effet, à la fin du printemps 1989, nous avons observé l'apparition de fissures en amont de la niche d'arrachement.

-1.2.3- Dans le glissement

Le tableau XIII récapitule les résultats des deux opérations de levé sur les tubes situés dans le glissement.

N° tube n	Altitude 1990 (m)	Altitude 1991 (m)	Ecart (cm)	Distance T1-Tn 1990 (m)	Distance T1-Tn 1991 (m)	Ecart (cm)
5	635.38	635.36	-2	110.97	110.97	0
6	627.70	627.66	-4	142.51	142.69	+18
7	616.08	616.09	+1	178.16	178.21	+5
8	608.86	608.87	+1	203.72	203.77	+5
9	599.25	599.25	0	236.10	236.20	+10
10	590.01	590.01	0	264.35	264.45	+10
11	576.31	576.31	0	322.67	322.81	+14
12	568.16	568.16	0	346.95	347.09	+14
13	559.28	559.29	+1	369.95	370.14	+19

Tableau XIII : Résultats des mesures

Sur la figure 67, les vecteurs déplacement sont reportés sur le profil topographique.

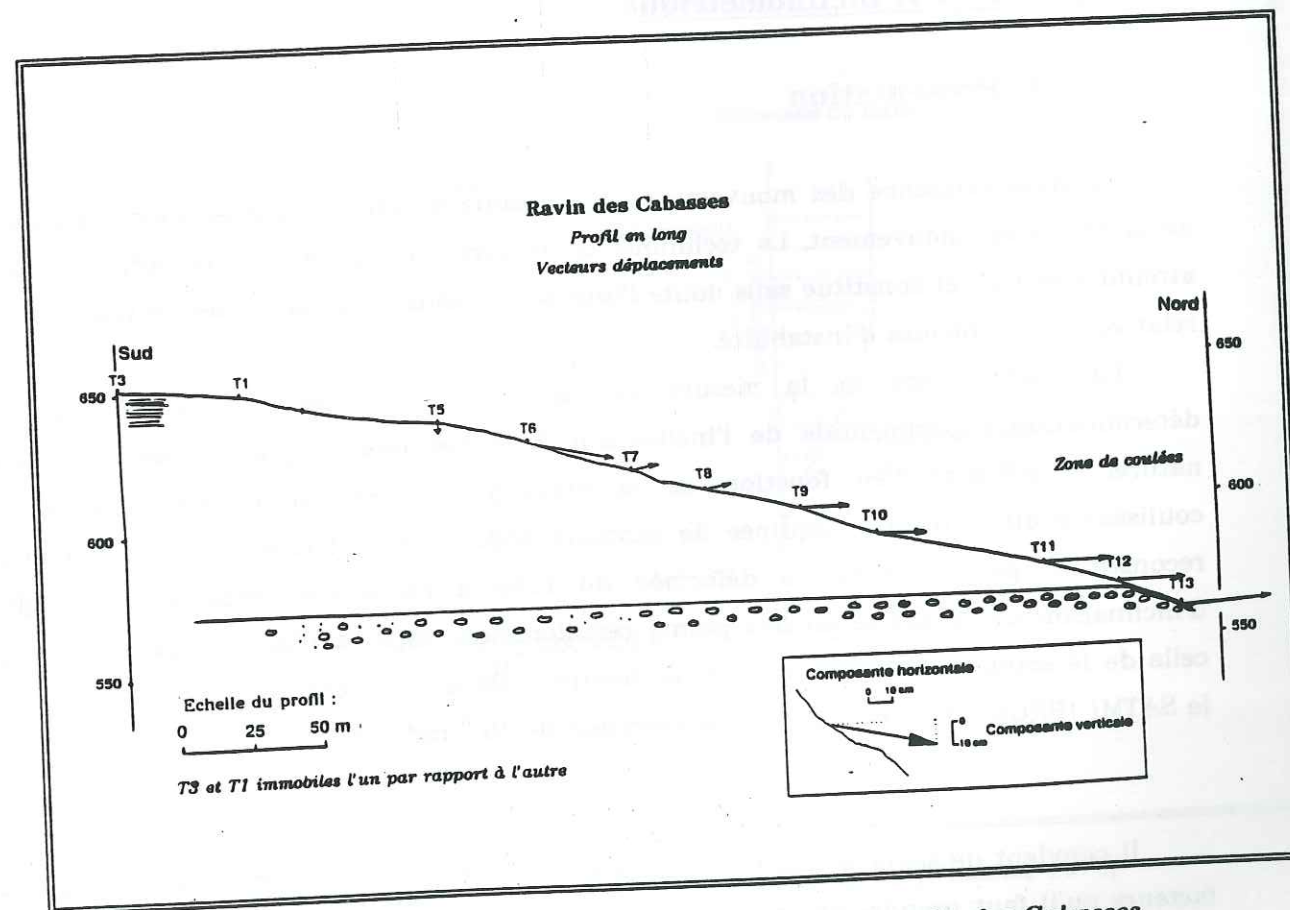


Figure 67 : Vecteurs déplacement sur le profil du ravin des Cabasses

Commentaires :

Nous observons pour les tubes T5 et T6 un tassement altimétrique, ce qui est compréhensible puisque l'on se situe en amont du glissement, qui dans un mouvement d'ensemble de "rotation" conduit à un affaissement de la zone amont.

Le tube T6 est affecté par un grand déplacement car il se situe sur la niche d'arrachement active.

Les tubes T7 et T8 montrent des composantes verticales positives, qui peuvent être dues à un basculement de bloc.

Les tubes T11, T12 et T13 témoignent des grands déplacements, mais nous sommes situés dans une zone de coulées boueuses.

En conclusion, les déformations en surface d'un glissement sont loin d'être négligeables. Mais il sera difficile de tirer des enseignements à partir de ces déplacements, ces derniers intégrant tous les mouvements d'origine diverse : glissements superficiels et profonds, fluage, coulées.

-1.3- Le suivi inclinométrique

-1.3.1- Présentation

La reconnaissance des mouvements de versants naturels vise à estimer l'épaisseur de la masse en mouvement. La technique de mesure inclinométrique est adaptée pour atteindre ce but, et constitue sans doute l'une des informations maîtresses de toute étude relative aux problèmes d'instabilité.

La méthodologie de la mesure de déplacements (figure 68) s'appuie sur la détermination expérimentale de l'inclinaison de tubes mis en place dans le terrain naturel, l'inclinaison en fonction de la profondeur étant relevée par une sonde coulissante dite "torpille", équipée de capteurs angulaires de haute précision. On peut reconstituer par le calcul la déformée du tube à l'aide des mesures des angles d'inclinaison de la sonde en des points régulièrement espacés d'une longueur égale à celle de la sonde (généralement, 50 centimètres). Dans notre cas, le matériel utilisé est le SATMI [BRGM], la sonde ayant une précision de 10^{-5} radians.

Il convient de signaler que les mesures inclinométriques sont influencées par divers facteurs qu'il faut prendre en compte pour estimer la validité des mesures. On retiendra notamment :

-la qualité de la mise en place du tube et du coulis est importante. La déformation du tube est étroitement liée à la continuité tube-sol. De plus, la propreté de l'intérieur du tube influence directement les mesures. Il convient donc de bien réaliser les manchons d'étanchéité, ainsi que de nettoyer, si nécessaire, l'intérieur du tube par circulation d'eau sous pression;

-le vrillage du tube, qui peut ne pas être négligeable;

-le scellement en tête : du fait d'un tassement excessif du coulis scellant le tube au sol, la tête du tube peut ne plus être solidaire des déplacements du sol. Il faut donc se méfier des résultats obtenus dans cette zone;

-l'ancrage en pied : pour l'interprétation des déformées du tube inclinométrique, on fait l'hypothèse que la partie inférieure du tube est fixe (pour de bonnes mesures, il faudrait que l'ancrage soit de l'ordre du quart de la longueur totale du tube). Or, dans certains sondages, l'ancrage n'a pu être réalisé à cause du mode de forage et de la mise en place du tube, ou de la longueur trop faible du sondage. Comme nous le montre la figure 69, le tube T1 ne nous révèle pas la présence du mouvement, seul le tube T2 ancré peut se déformer. Si l'ancrage du pied n'est pas assuré, il faut alors mesurer très précisément la position de la tête au cours du temps par topométrie.

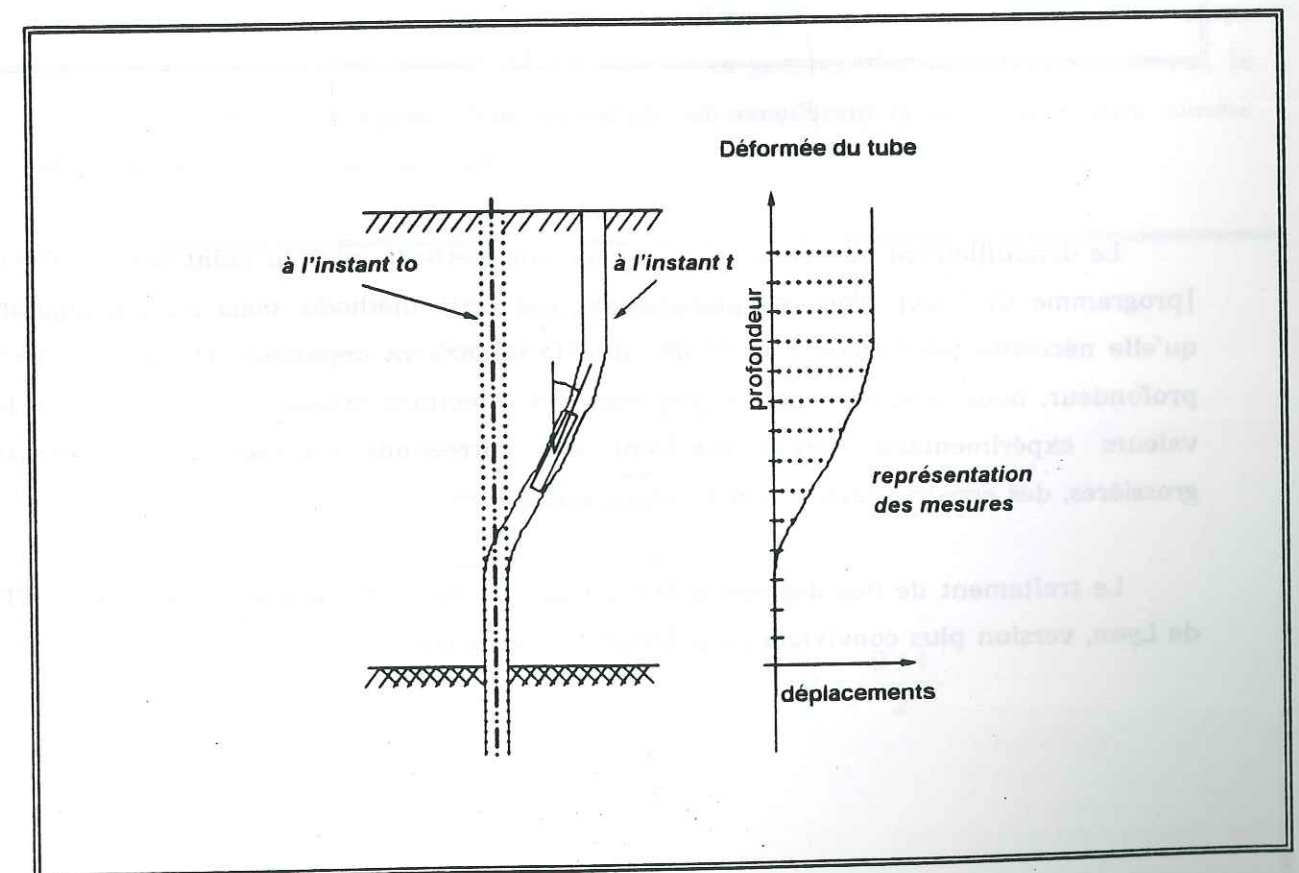


Figure 68 : Principe des mesures inclinométriques [Pincent, 1973]

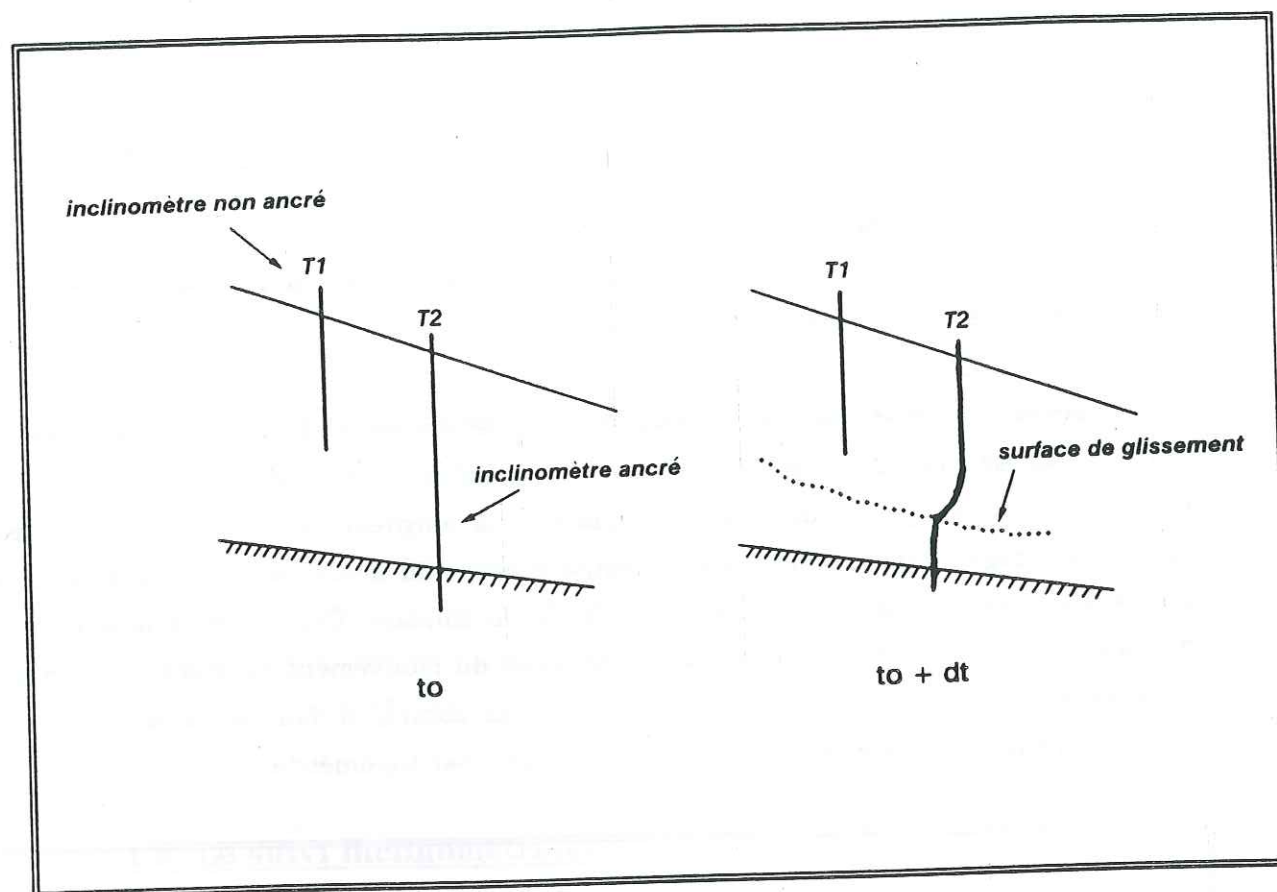


Figure 69 : Influence de l'ancrage

Le dépouillement des mesures repose sur une méthode mise au point par le L.C.P.C. [programme CLINEX]. Nous ne présenterons pas cette méthode, mais nous soulignons qu'elle nécessite pour chaque point une *double mesure en opposition* (pour une même profondeur, nous faisons deux mesures dans des directions opposées à 180°), et que les valeurs expérimentales brutes subissent des corrections (corrections des erreurs grossières, des erreurs aléatoires et systématiques).

Le traitement de nos données a été fait sur "Clinex 82", puis sur "Clyon" du CETE de Lyon, version plus conviviale du précédent programme.

-1.3.2- Quelques résultats

Dans le tableau XIV, nous présentons diverses observations relatives au suivi d'inclinomètres.

Sondage	Lieu-dit (Lavars)	Longueur du tube	Ancrage	Début des mesures	Dernière mesure	Nombre de mesures
X1	Bouchaire	54 m	non ?	29/04/88	22/08/91	6
X1bis	Bouchaire	86.5 m	oui	05/01/90	22/08/91	5
W 18	Roussins	33 m	non	07/04/88	19/10/88	4
W 12b	(Roissard)	31 m	non	26/04/88	20/10/88	4

Tableau XIV : Quelques données sur des inclinomètres suivis

Dans les trois figures suivantes (figures 71, 72 et 73), nous présentons des résultats inclinométriques sur un graphique où figurent les courbes de déplacements relatifs. Pour chaque sondage cité, nous situons la ou les surfaces de glissement, et nous avons estimé le déplacement au niveau des surfaces de glissement pour une période de temps déterminée. Cette estimation est faite à partir des graphes des variations angulaires, le déplacement correspond à la "surface" du pic en considérant la valeur angulaire comme étant la hauteur du triangle (figure 70).

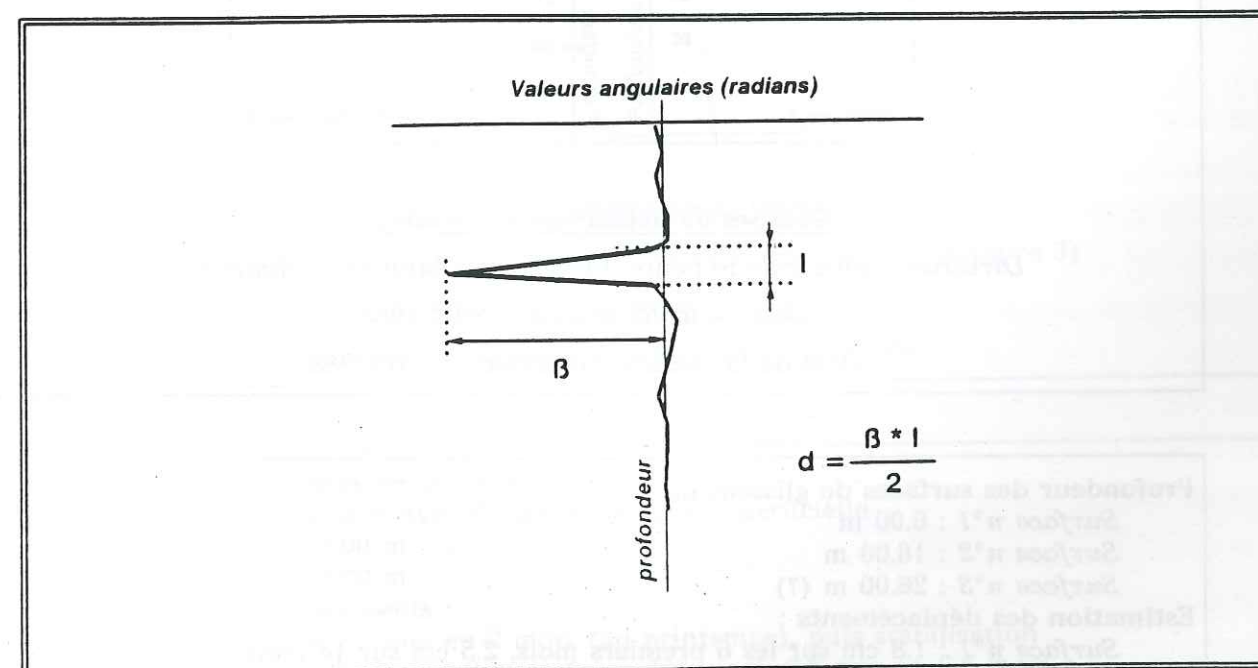
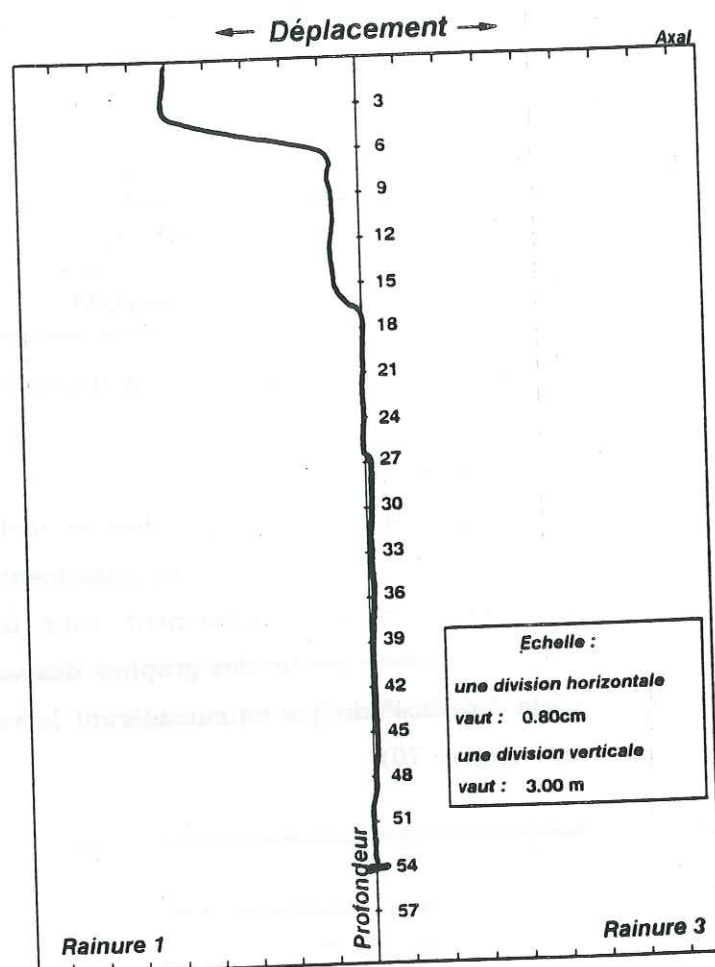


Figure 70 : Estimation d'un déplacement d sur un graphe des variations angulaires

DEPOUILLEMENT DES MESURES INCLINOMETRIQUES Sondage X1



Courbes de déplacements (exemple)

Direction : plus grande pente du versant (Rainure 1 - Rainure 3)

Date de la Référence : 29/04/1988

Date de la mesure présentée : 19/10/1988

Profondeur des surfaces de glissement :

Surface n°1 : 6.00 m

Surface n°2 : 16.00 m

Surface n°3 : 26.00 m (?)

Estimation des déplacements :

Surface n°1 : 1.8 cm sur les 6 premiers mois, 2.5 cm sur 14 mois

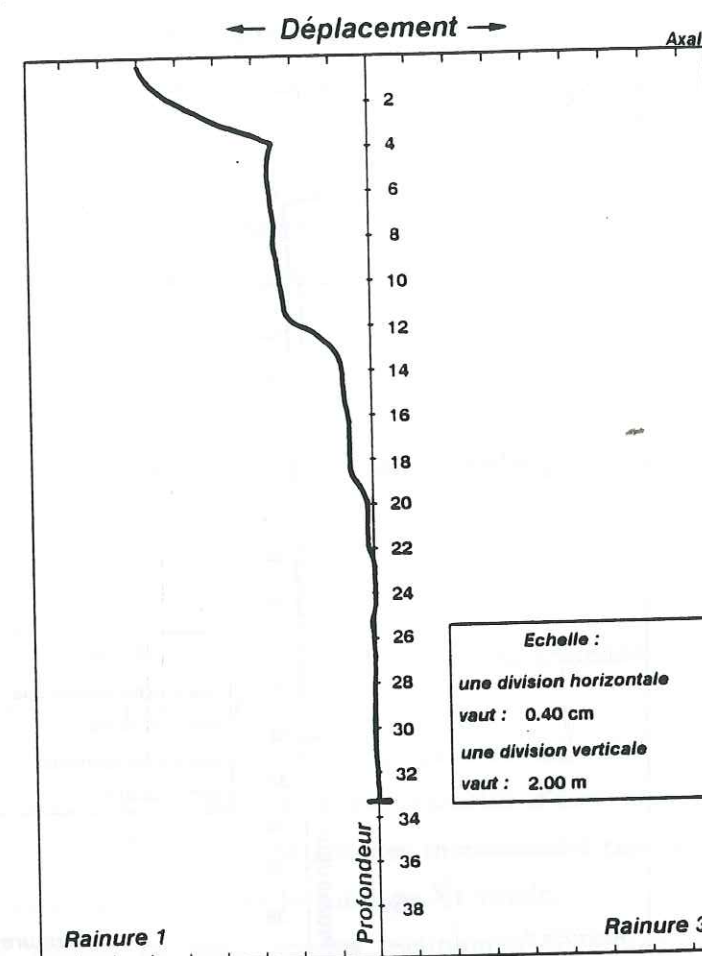
Surface n°2 : 5.7 mm sur les 6 premiers mois, 10.5 mm sur 14 mois

Surface n°3 : (?)

EVlt 91

Figure 71

DEPOUILLEMENT DES MESURES INCLINOMETRIQUES Sondage W 18



Courbes de déplacements (exemple)

Direction : plus grande pente du versant (Rainure 1 - Rainure 3)

Date de la Référence : 07/04/1988

Date de la mesure présentée : 21/07/1988

Profondeur des surfaces de glissement :

Surface n°1 : 4.00 m avec fluage de la zone superficielle

Surface n°2 : 12.00 m

Surface n°3 : 19.00 m

Estimation des déplacements :

Surface n°1 : # 7.5 mm en 2 mois (au printemps), puis stabilisation

Surface n°2 : # 3 mm en 2 mois (au printemps); 6.5 mm en 6.5 mois

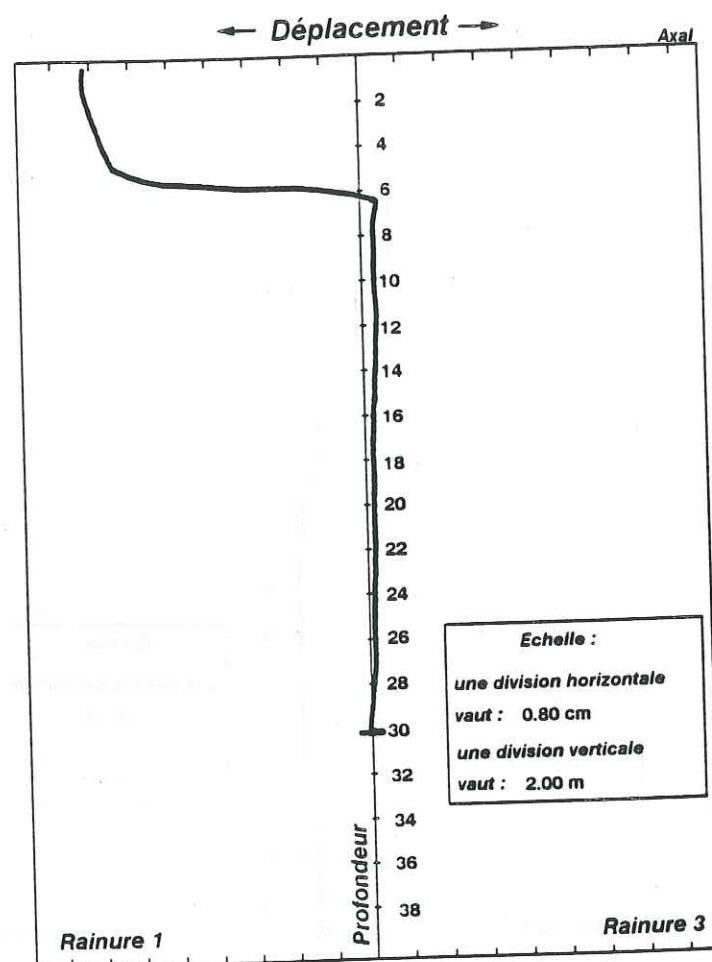
Surface n°3 : # 2 mm en 6.5 mois

EVlt 91

Figure 72

DEPOUILLEMENT DES MESURES INCLINOMETRIQUES

Sondage W 12b



Courbes de déplacements (exemple)

Direction : plus grande pente du versant (Rainure 1 - Rainure 3)

Date de la Référence : 26/04/1988

Date de la mesure présentée : 20/10/1988

Profondeur des surfaces de glissement :

Surface n°1 : 5.75 m

Estimation des déplacements :

Surface n°1 : 2.4 cm en 2 mois au printemps; 6.5 cm en 6 mois

Commentaires :

le sondage est situé à quelques mètres en aval de la niche d'arrachement principale d'un glissement important

Il y a eu rupture du tube

EVlt 91

Figure 73

-1.3.3- Commentaire des résultats

Un certain nombre de commentaires peut être fait sur les mesures effectuées :

-nous observons toujours, dans les argiles litées, des mouvements superficiels *actifs* dans la tranche des 0 - 6 mètres;

-on constate la présence fréquente de mouvements à profondeur moyenne de 10 à 20 mètres;

-par contre les mouvements plus profonds (supérieurs à 20 mètres) sont plus difficilement décelables;

-les vitesses de déplacement sont généralement plus faibles sur les surfaces de glissement profondes que superficielles;

-les inclinomètres non ancrés dans un terrain sous-jacent fixe peuvent ne pas déceler les mouvements profonds.

-1.4- Le suivi en continu de déplacements ponctuels

-1.4.1- Présentation

Afin de suivre l'évolution dans le temps des déplacements, le C.E.T.E. de Lyon a mis en place le dispositif suivant (figure 74) :

-un sondage (X1bis) de 86.50 mètres équipé d'un tube inclinométrique ancré dans des formations graveleuses. Ce tube a la particularité d'être protégé, par une virole Ø 350 jusqu'à une profondeur de 9.00 mètres, des mouvements rapides liés aux glissements superficiels détectés au préalable par le sondage X1 voisin;

-le tube est équipé de deux sondes inclinométriques fixes (fixation par patins frottants et câble de maintien) descendues au niveau des surfaces de glissement supposées (-18.00 et -28.00 m), et mises en évidence par le sondage X1. Ces deux sondes sont reliées à un boîtier d'acquisition programmé. Ce programme sélectionne le pas de mesure, les paramètres à enregistrer ainsi que les constantes de calibrage. Dans notre cas, le pas de mesure fut de 30 minutes dans une première période, puis de 1 heure, les paramètres mesurés sont les valeurs angulaires des deux sondes, la température au niveau du boîtier et l'état de charge de la batterie.

Avant qu'il n'y ait saturation de la mémoire -ce qui conduirait à une perte d'information- il est nécessaire de la "vider". Pour cette manoeuvre, nous connectons le boîtier à un ordinateur portable autonome par l'intermédiaire d'un câble RS232. A l'aide d'un logiciel de communication, les données sont transférées dans un fichier enregistré sur le disque dur et sur une disquette de sauvegarde. Ce transfert a lieu toutes les six

Auscultation du site de Lavars Sondage X1bis - [CETE Lyon]

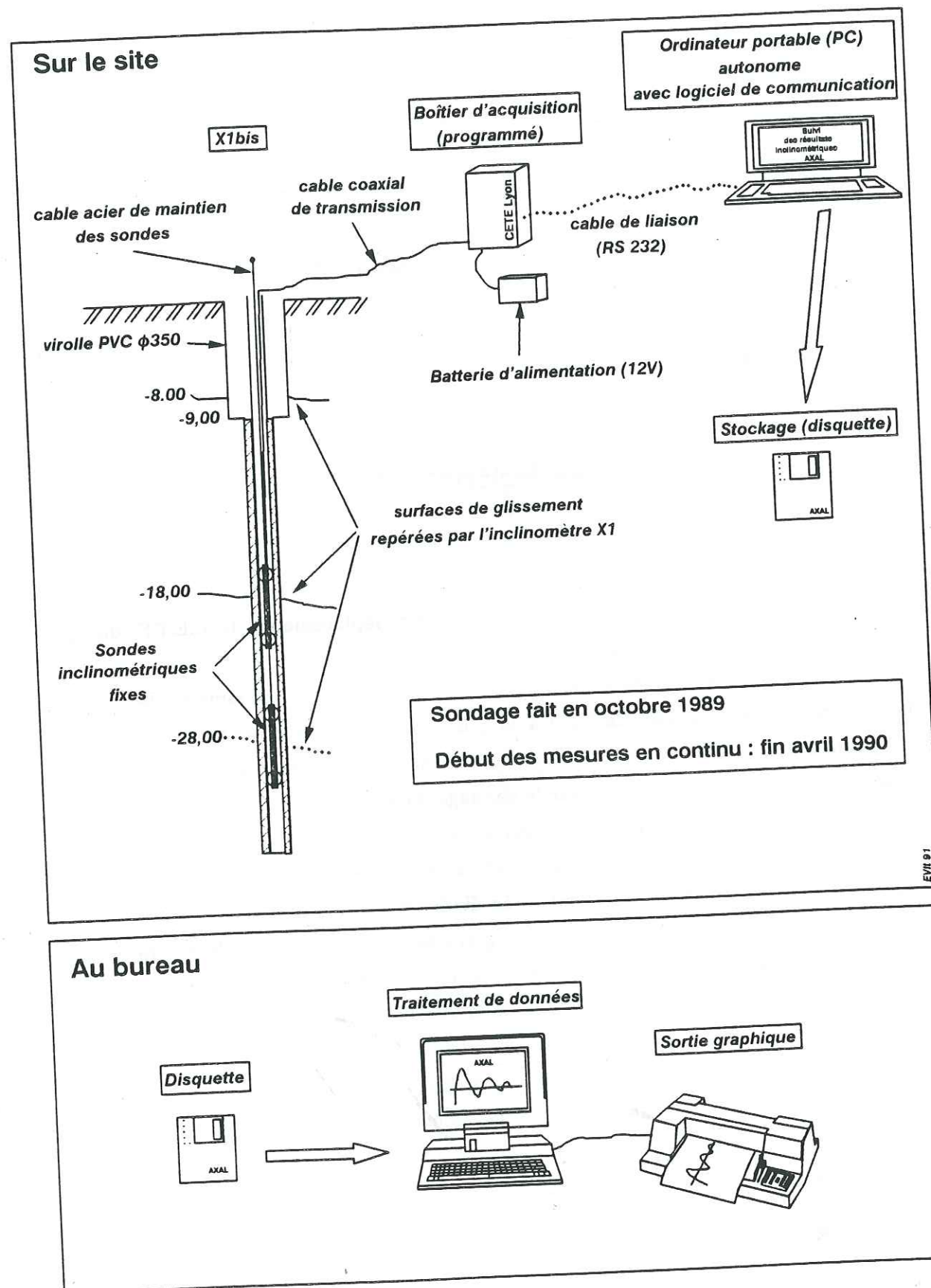


Figure 74 : Schéma de principe de l'auscultation du site de Lavars

semaines, la batterie d'alimentation étant changée une fois sur deux. Les mesures ont débuté fin avril 1990.

Les sondes inclinométriques étant "fixes" mais amovibles, nous pouvons temporairement (durant quelques heures) les retirer du tube pour permettre de faire alors une mesure traditionnelle de la déformée du tube sur toute sa longueur. Cette mesure permet de contrôler les résultats des enregistrements.

-1.4.2- Résultats des mesures

Une fois enregistrées sur le terrain, les données sont traitées au bureau (figure 74). Le traitement consiste en deux phases :

- une analyse visuelle des valeurs angulaires brutes tracées sur un graphe. Nous corrigeons alors les valeurs aberrantes;
- dans un second temps, nous calculons les moyennes journalières des valeurs angulaires pour chaque sonde. L'observation de leur représentation graphique permet l'analyse des tendances, et de localiser ainsi les déclenchements de mouvements.

Remarque : Une correction supplémentaire doit être faite sur les valeurs angulaires à chaque remise en place des sondes après une mesure manuelle sur toute la longueur du tube. En effet, le positionnement des sondes n'étant pas rigoureusement identique (à quelques centimètres près), nous observons un saut dans les mesures.

Nous présentons les résultats des moyennes journalières des valeurs angulaires de notre campagne de mesures (figures 75 et 76).

-1.4.3- Commentaires des résultats

Tout d'abord, il faut signaler que la durée d'expérimentation pour les résultats présentés (84 semaines) est relativement courte pour ce type d'auscultation.

Au vu des enregistrements de la sonde haute, nous retiendrons une amorce de mouvement à la fin de l'année 1990 (le 21 décembre) avec une variation angulaire d'environ 3.6 milliradians soit un déplacement relatif de 0.2 millimètres en 18 semaines, ce qui est vraiment peu significatif (0.6 mm/an). De plus, la chute brutale de la valeur angulaire observée en 1991 remet en cause la validité des mesures. Son origine peut être multiple :

- déplacement de la sonde lié à un mouvement du terrain;

Auscultation du sondage X1bis - Lavars 1990

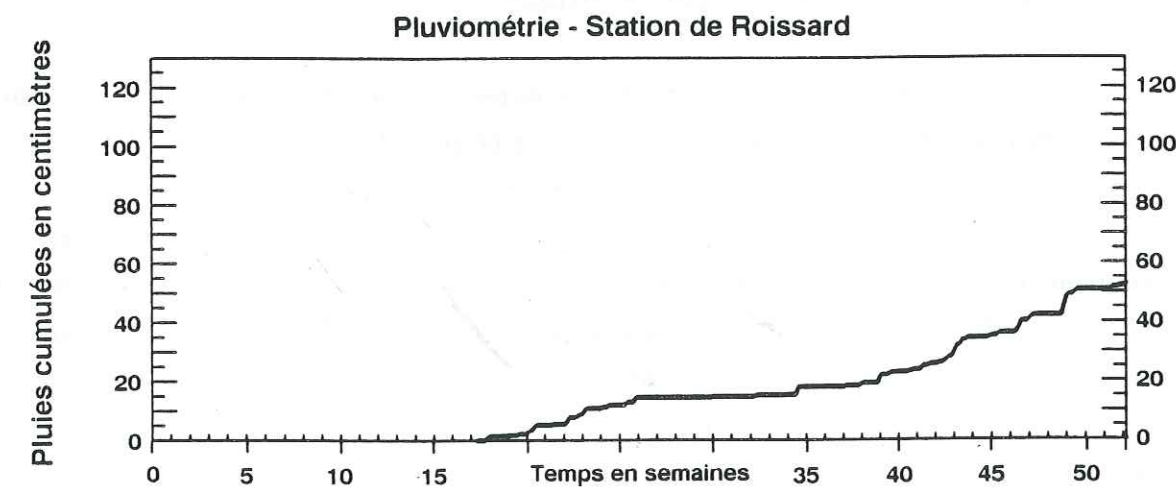
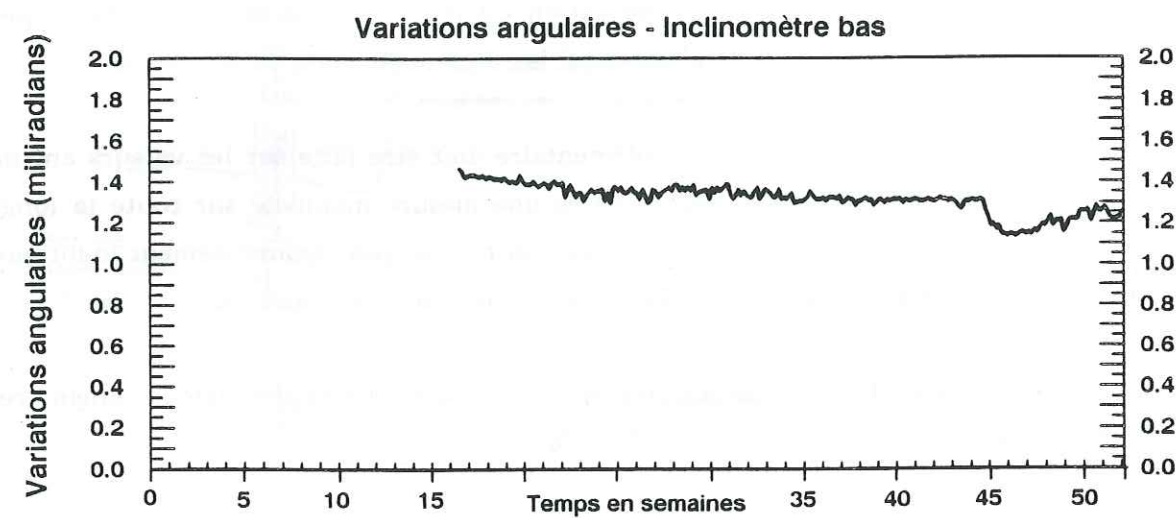
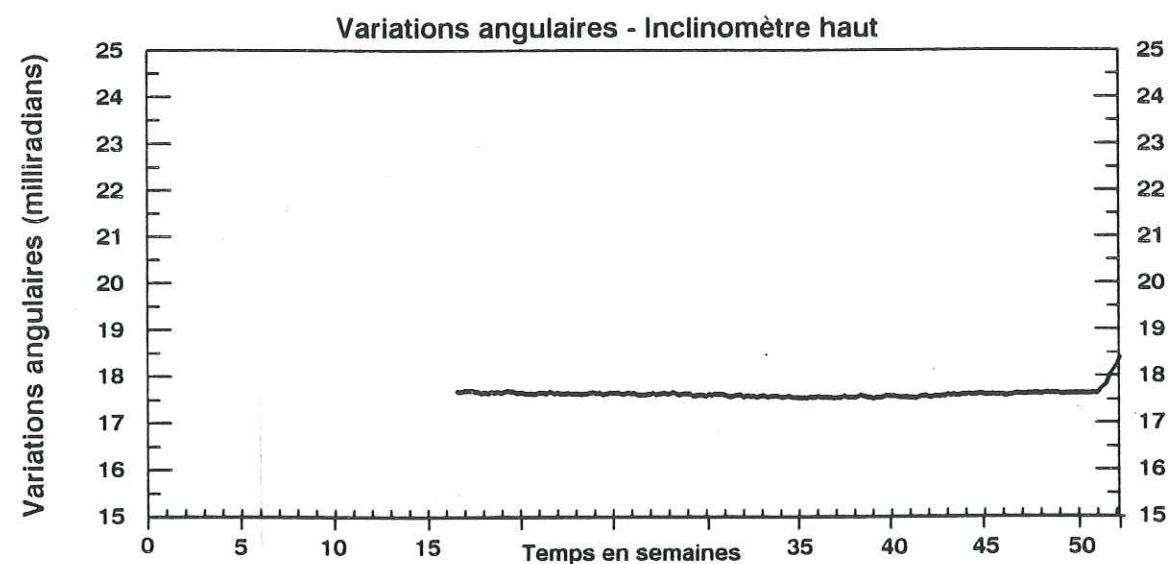


Figure 75 : Relevés des variations angulaires du sondage X1bis et de la pluviométrie de la station de Roissard pour l'année 1990

Auscultation du sondage X1bis - Lavars 1991

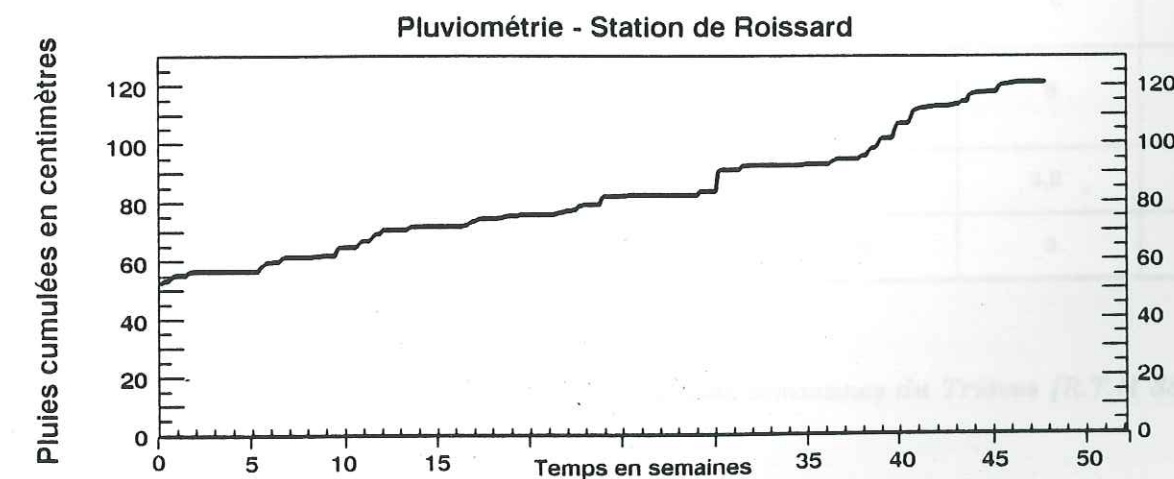
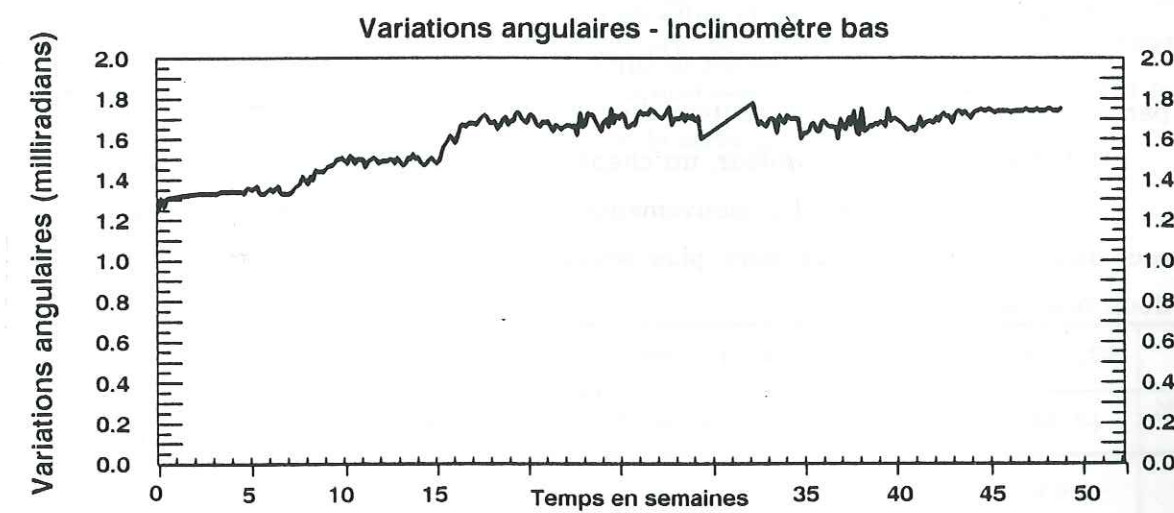
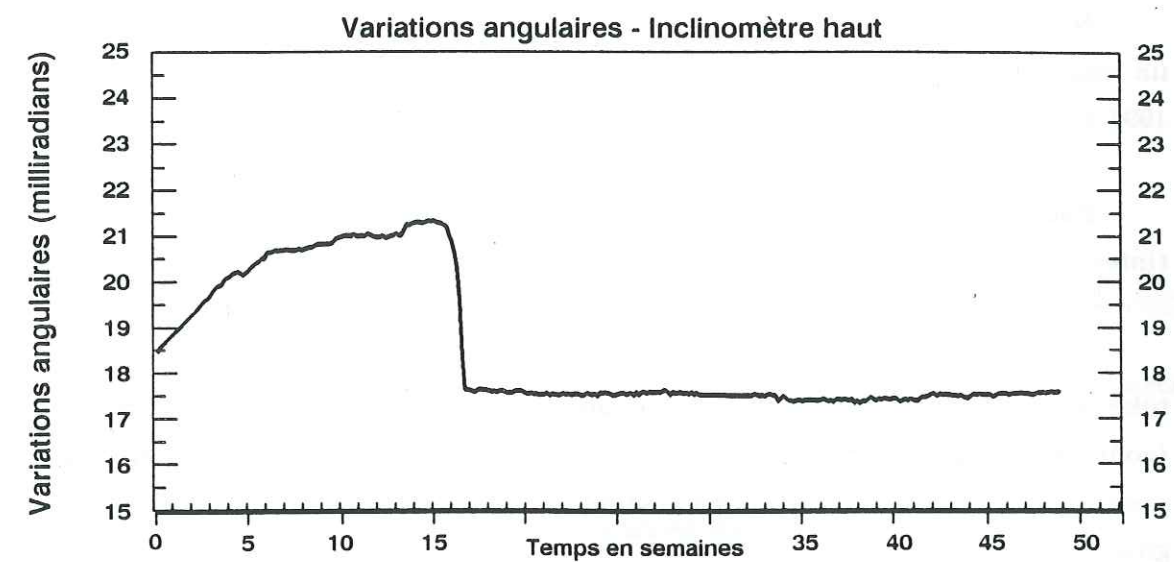


Figure 76 : Relevés des variations angulaires du sondage X1bis et de la pluviométrie de la station de Roissard pour l'année 1991

-défaillance technique liée à la période hivernale, - l'alimentation de la batterie,...;

Nous avons exclu, après vérification, l'hypothèse d'un mouvement de la sonde lié à un séisme local. Le seul séisme d'importance notable est celui de Briançon du 11 février 1991 à 16h43 d'une magnitude de 4.7 (source L.G.I.T.).

Pour la sonde basse, les variations des valeurs angulaires sont insignifiantes (inférieures à 10^{-4} radians).

Les mouvements de faible amplitude décelés par l'observation de la déformée du tube X1bis ne permettent pas de tirer des conclusions définitives. La dernière mesure (août 1991) étant inexploitable, une nouvelle mesure est indispensable pour redéfinir le positionnement des sondes, si nécessaire, et pour confirmer ou non l'existence d'un glissement profond.

Nous précaunisons pour la suite de cette auscultation :

- de repérer plus précisément la surface de glissement intermédiaire (vers -18.00 m) par des mesures sur toute la hauteur du tube, rapprochées dans le temps;
- de fixer à cette profondeur, un chapelet de deux sondes.
- le suivi en continu des mouvements de la surface profonde peut être interrompu, ceci obligera toute fois de faire plus souvent une mesure sur tout le tube (minimum deux fois par an).

Chapitre III

La stabilité des versants naturels dans les argiles litées

-1- Introduction

Avant d'analyser les mécanismes de déformation, nous présenterons l'importance des instabilités de versants dans le Trièves.

-1.1- L'étendue des zones en mouvement

D'après des études menées par le Service de Restauration des Terrains en Montagne de la Division Départementale de l'Agriculture de l'Isère, le tableau XV permet de prendre la mesure de l'étendue des surfaces concernées par les instabilités. Il a été fait le bilan des surfaces soumises à des glissements de terrains actifs ou potentiels.

COMMUNE	SURFACE DE LA COMMUNE S0 (ha)	GLISSEMENTS DECLARES (S1)		GLISSEMENTS POTENTIELS (S2)		TOTAL
		SURFACE (ha)	S1/S0 (%)	SURFACE (ha)	S2/S0 (%)	(S1+S2)/S0 (%)
SINARD	1059	405	38	48	4.5	42.5
ST MARTIN-DE-CLELLES	1424	365	25.5	117	8	33.5
MONESTIER-DE PERCY	1445	212	14.5	114	8	22.5
ROISSARD	1370	387	28	63	4.5	32.5
LAVARS	1464	701	48	128	9	57

Tableau XV : Zones en mouvements pour quelques communes du Trièves [R.T.M 38]

-1.2- Quelques exemples de glissements importants

	AVIGNONET Le mas	SINARD Harmalière	MONESTIER-DU-PERCY les Bayles	St MARTIN-DE-CLELLES	SINARD Merdaret
Volume concerné	10 Mm ³ (?)	10 Mm ³ (?)	1 Mm ³	5.7 Mm ³	5 - 10 Mm ³ (?)
Profondeur	5 m < 20m 43 m	60 m (?)	20 m (?)	4 - 15 m 40 m	4 - 12 m 60 m
Surface	50 ha	45 ha	9 ha	36 ha	160 ha
Dénivelée	100 m	130 m	50 m	150 m	160 m
Etat	en cours	glissé	glissé	en cours	en cours
Vitesse de déplacement	50 à 80 mm/an 5 mm/an	4 cm/an		50 à 60 mm/an	
Déplacement		> 100 m	70 m		
Indices initiaux	faible sauf en pied	oui	oui	oui	oui
Erosion en pied	non	non	oui	oui	non
Sous pression	oui	oui	oui	oui	oui
Hydrologie spécifique	-	fonte rapide	fonte rapide	-	oui
Date du glissement	-	7-03-1981	9-04-1978	-	-

Tableau XVI : Glissements importants dans les argiles du Trièves

-1.3- Les types de mouvements de terrain

D'après les observations faites sur nos sites (étude de terrain, résultats inclinométriques et pressiométriques), nous avons mis en évidence trois types de mouvements (figure 79) :

- les écoulements visqueux superficiels (de 0 à 5 mètres). Nous avons remarqué que plus les mouvements étaient superficiels, plus la fissuration du terrain est visible en surface : ces mouvements peuvent alors être spectaculaires;
- les glissements à surface de rupture plus ou moins planes, liés à un découpage en tranches verticales sur une épaisseur de quelques mètres (au maximum une dizaine de mètres);

-les glissements peu profonds (10 - 15 m) à profonds (40 - 70 m). Ces glissements se détectent plus difficilement à cause du manque d'indice de mouvement en surface. Ils requièrent une auscultation du massif.

La présence de plusieurs surfaces de glissement dans l'observation des déformées de tubes inclinométriques est fréquente. Ces résultats sont confirmés par ceux faits pour le glissement du Mas d'Avignonet.

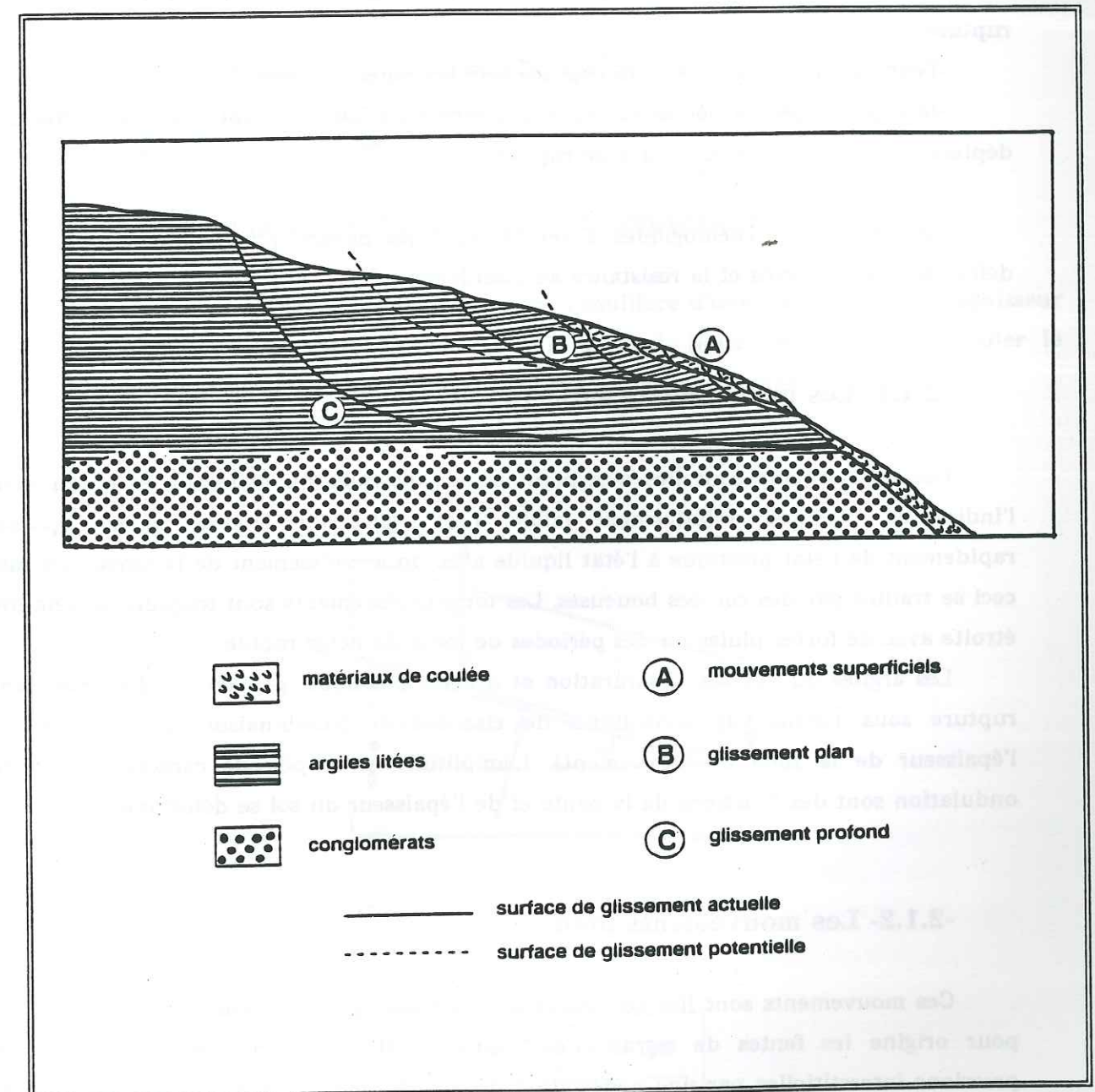


Figure 79 : Les différents types de glissements dans les massifs d'argiles litées (Giraud & al., 1991)

-2- La stabilité des versants

-2.1- Les mécanismes

Les mouvements observables en surface sont la manifestation extérieure du processus suivant :

- le fluage d'une zone d'extension limitée, sous l'action des contraintes de cisaillement;
- la rupture localisée du sol aux points amenés par la déformation à la limite de rupture;
- l'extension progressive de la rupture vers les zones voisines;
- la rupture généralisée et la chute des caractéristiques mécaniques sous l'effet des déplacements le long de la surface de rupture.

Les paramètres rhéologiques à retenir sont les paramètres de fluage reliant les déformations au temps et la résistance au cisaillement.

-2.1.1- Les mouvements superficiels

Ces mouvements sont liés aux paramètres physiques du matériau, et notamment l'indice de plasticité relativement faible. Les argiles du Trièves peuvent passer rapidement de l'état plastique à l'état liquide avec un accroissement de la teneur en eau. ceci se traduit par des coulées boueuses. Les forts déplacements sont toujours en relation étroite avec de fortes pluies ou des périodes de fonte de neige rapide.

Les argiles du Trièves, à saturation et à l'état plastique, peuvent se déformer sans rupture sous l'action de contraintes de cisaillement (combinaison de la pente et l'épaisseur de la zone en mouvement). L'amplitude et la période caractérisant cette ondulation sont des fonctions de la pente et de l'épaisseur du sol se déformant.

-2.1.2- Les mouvements plans

Ces mouvements sont liés au découpage du massif par des fissures verticales ayant pour origine les fentes de retrait. Ces fissures facilitent l'accroissement rapide des pressions interstitielles par une pénétration directe des eaux pluviales. Ces mouvements apparaissent périodiquement, en fonction des facteurs pluviométriques. On remarque donc une concentration des mouvements au printemps et en automne.

La surface de rupture est conditionnée par la fracturation et le litage plus ou moins horizontal.

-2.1.3- Les mouvements semi-profonds et profonds

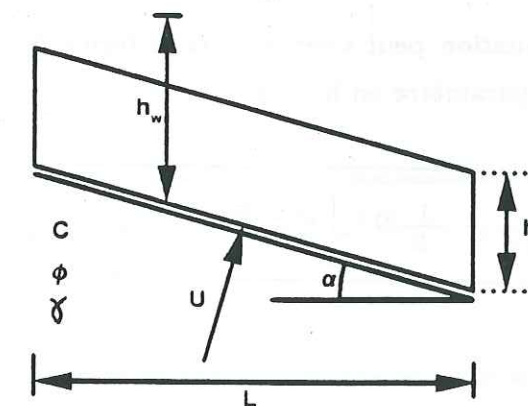
Avec la profondeur, l'anisotropie mécanique des argiles s'estompe. Nous pouvons donc observer des ruptures de type plus ou moins circulaire.

-2.2- Approches des problèmes de stabilité

-2.2.1- Une approche simpliste

-a- Cas du glissement plan - Etude à l'équilibre limite

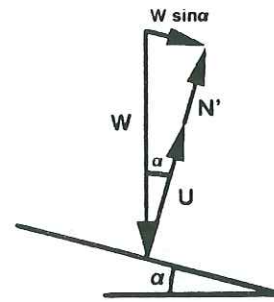
Le principe du calcul consiste à étudier l'équilibre d'une tranche de sol d'épaisseur h , en négligeant les effets de bord amont et aval. Nous proposons de calculer le coefficient de sécurité F_s pour le bloc défini sur le schéma suivant :



L'équilibre s'écrit :

$$F_s = \frac{C \cdot b \frac{L}{\cos \alpha} + N \cdot \tan \phi}{W \cdot \sin \alpha}$$

avec le schéma suivant :



Le calcul conduit à une équation de la forme : $Fs = A(C') + B(\phi')$

d'où :

$$Fs = \frac{C}{\gamma \cdot h} \left[\tan \alpha + \frac{1}{\tan \alpha} \right] + \left[1 - \frac{\gamma_w \cdot h_w}{\gamma \cdot h} (1 + \tan^2 \alpha) \right] \frac{\tan \phi}{\tan \alpha}$$

Nous retiendrons les hypothèses suivantes :

- la surface piézométrique coïncidente avec la surface topographique, et nous négligeons les écoulements dans la nappe : $h_w = h$;
- $\gamma = \gamma_{sat} = 20 \text{ kN/m}^3$ et $\gamma_w = 10 \text{ kN/m}^3$;

Dans ce cas l'équation peut s'écrire sous la forme d'un polynôme du second degré de variable $x = \tan \alpha$, paramétré en h , C et ϕ .

$$\left[\frac{C}{\gamma \cdot h} - \frac{1}{2} \tan \phi \right] x^2 - Fs \cdot x + \frac{C'}{\gamma \cdot h} + \frac{1}{2} \tan \phi = 0$$

L'équilibre limite de notre tranche est obtenu pour $Fs = 1$.

Pour différents couples de C et ϕ , nous présentons la valeur de pente critique en fonction de l'épaisseur de la tranche en mouvement (figure 80).

On retiendra que pour le cas $C = 0 \text{ kPa}$, nous avons la relation $\tan 2\alpha = \tan \phi$.

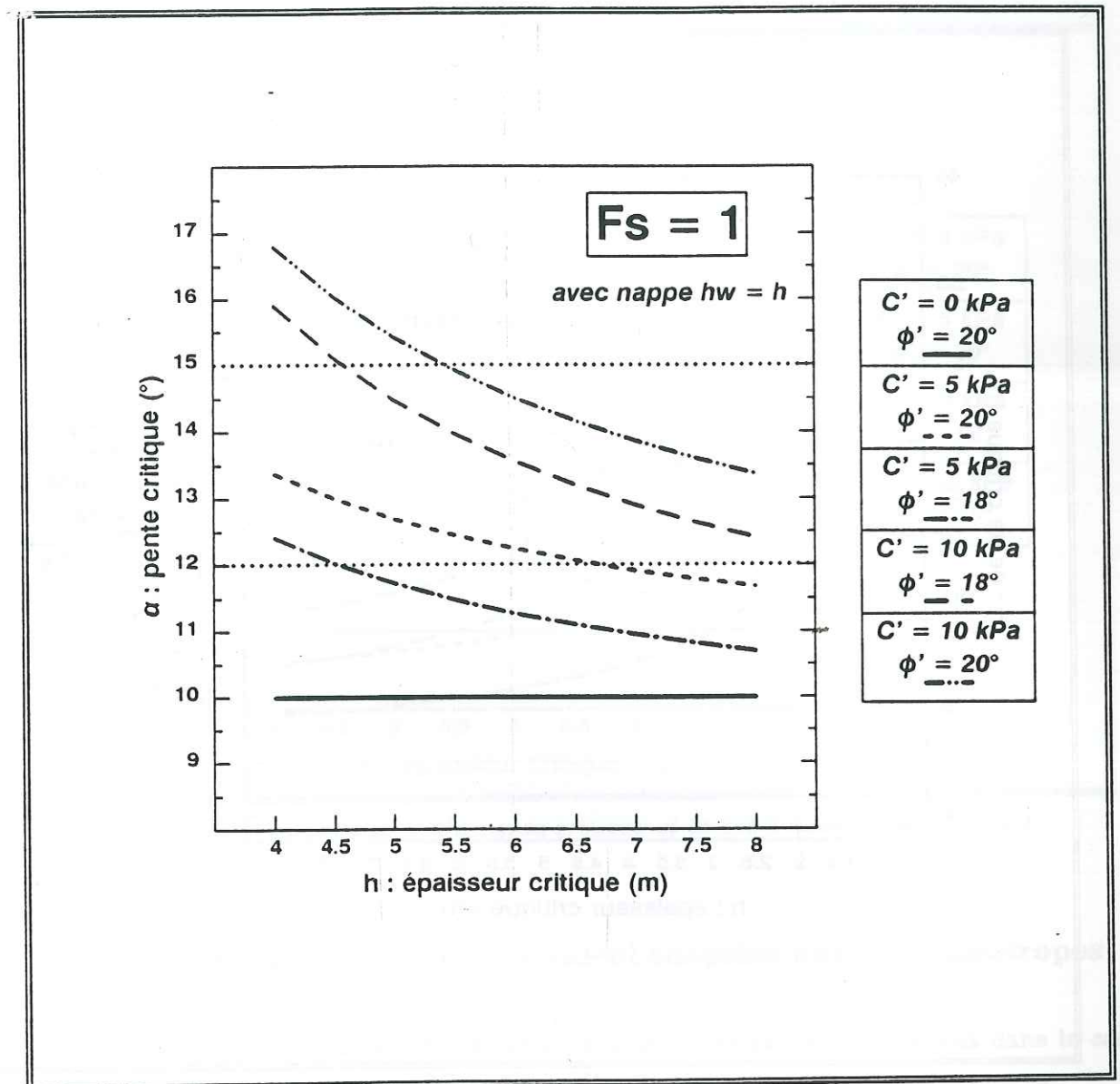


Figure 80 : Relation entre la pente critique et la profondeur pour l'équilibre limite

Pour une épaisseur critique variant entre 5 et 6 mètres, valeur mise en évidence par les mesures inclinométriques, nous remarquons que l'ordre de grandeur de la pente critique est de $11.5 - 13.5^\circ$. Ces résultats ne sont pas en contradiction avec les observations de terrain.

Les pentes fortes observées sur la rive gauche du ravin des Cabasses peuvent être expliquées par l'absence de nappe. En effet, dans ce cas ($h_w = 0$), le graphe de la figure 81 nous montre que les pentes critiques sont comprises entre 20 et 35° .

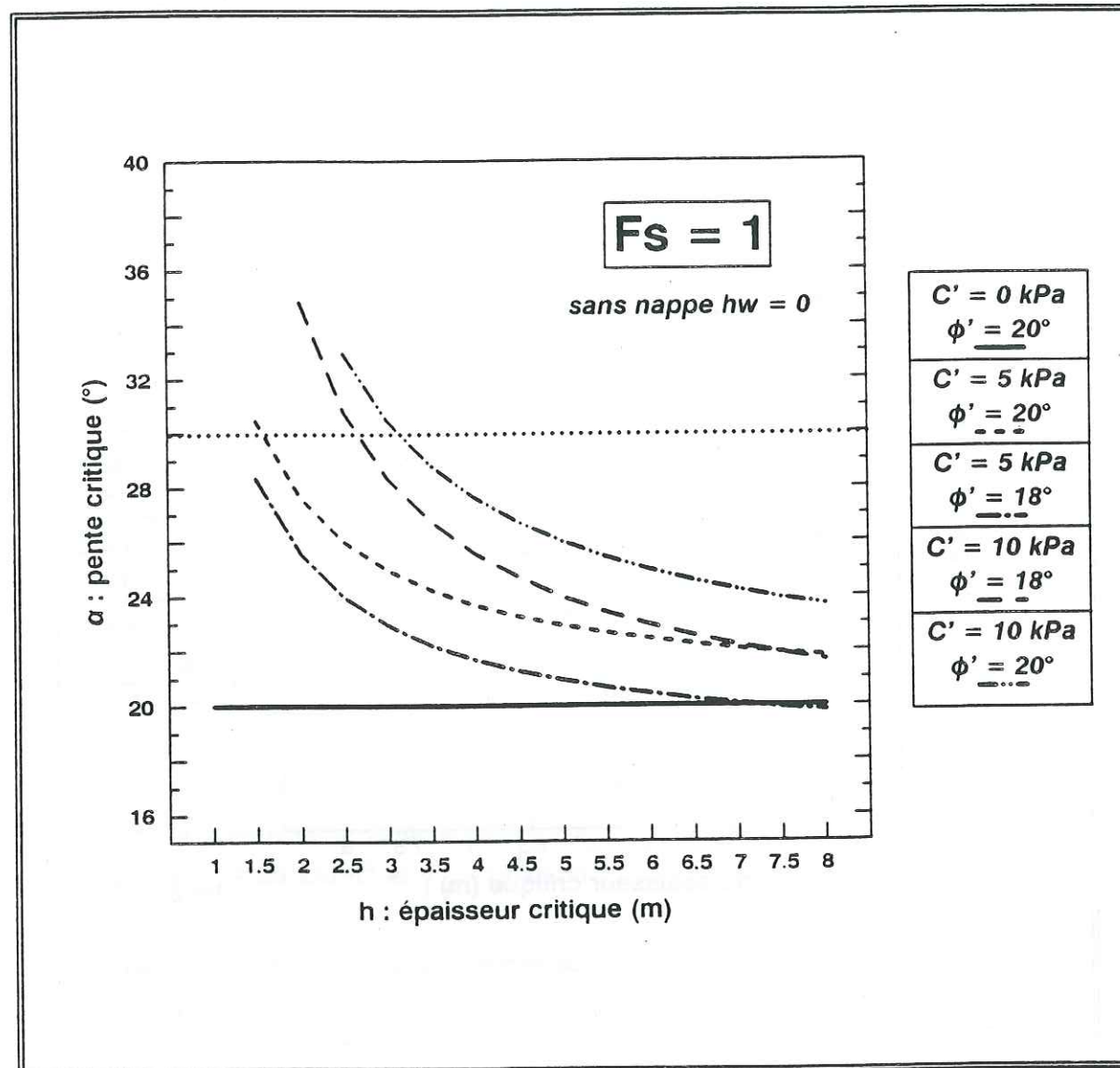


Figure 81 : Relation entre la pente critique et la profondeur dans le cas d'absence de nappe

-b- Cas du fluage

Nous avons retenu que la rupture par fluage était obtenue sous des contraintes de cisaillement égales à 90% de la contrainte de rupture. Ceci équivaut, dans l'étude du glissement plan, à s'intéresser à la stabilité d'une tranche de sol pour un coefficient de sécurité F_s égale à 1,1.

Pour une tranche de sol d'une épaisseur égale à 6 mètres, nous pouvons observer des ruptures par fluage pour des pentes de l'ordre de 10 à 12° (figure 82), ce qui est conforme aux observations de terrain.

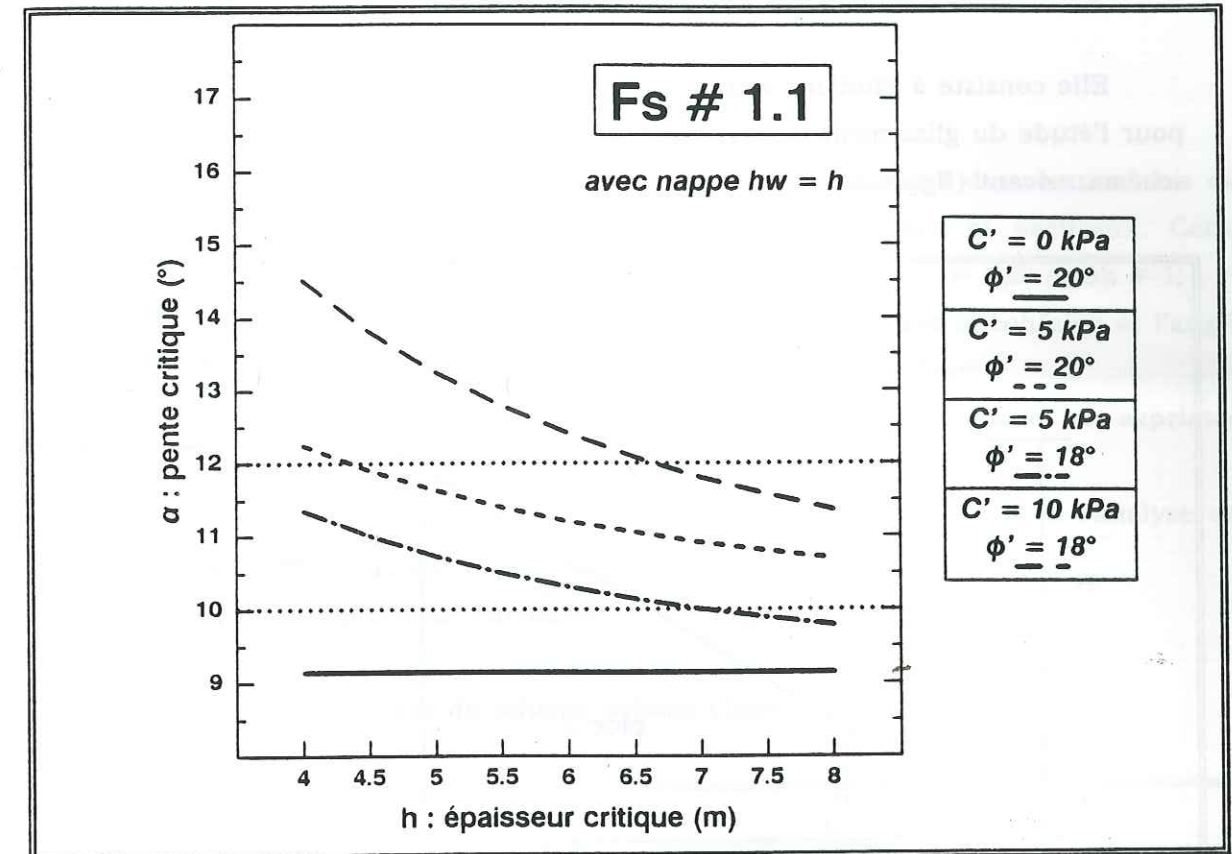


Figure 82 : Relation entre la pente critique et la profondeur pour $F_s = 1,1$

-2.2.2- Quelques méthodes de calcul adaptées aux sols anisotropes

Les principales méthodes de calcul de stabilité (tableau XVII) utilisées dans le cas de sol isotrope, peuvent être adaptées au cas anisotrope.

Nous présentons ci-après diverses méthodes.

Caractéristiques du massif à étudier	Principales méthodes d'analyses de la stabilité des pentes			
	Fellénus	Bishop	Janbu	Méthode des perturbations
Stratification simple Stratification compliquée	X X	X X	X X	X X
Nappe simple Nappe compliquée	X	X	X X	X X
Glissement superficiel Glissement de profondeur moyenne Glissement profond	X	X	X	X X X
Surface circulaire Surface quelconque Calcul à la main possible	X X	X X	X X X	X X

Tableau XVII : Méthodes de calcul de stabilité

-a- La méthode des coins

Elle consiste à étudier l'équilibre de blocs sur une surface polygonale. Notamment, pour l'étude du glissement de Monestier-du-Percy (Giraud & al. [1981]), on considère le schéma suivant (figure 83) :

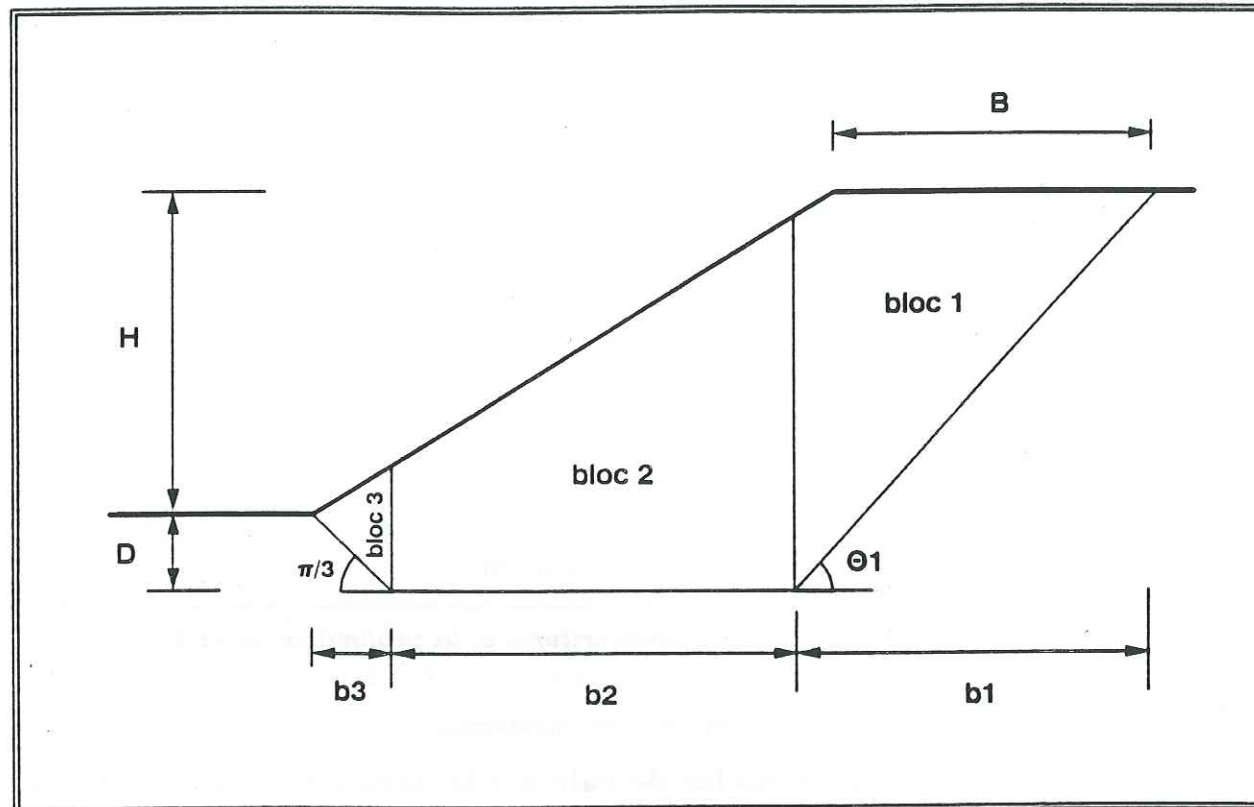


Figure 83 : Coupe d'un glissement pour la méthode des blocs

Si on suppose les efforts interblocs horizontaux, l'équilibre des forces pour chacun des trois blocs conduit à l'équation suivante :

$$F_s = \frac{C_1 b_1 (1 + \tan^2 \theta_1) - C_2 b_2 + C_3 b_3 (1 + \tan^2 \pi/3)}{W_1 \tan \theta_1 - W_3 \tan \pi/3}$$

où C_1 , C_2 , C_3 sont les cohésions non drainées évaluées pour les directions déterminées.

Cette méthode tient compte de la présence d'une direction de faiblesse du matériau dans la forme de la surface de glissement.

-b- Adaptation de la méthode de Janbu par Matthai et Ranganathan [1968]

Les hypothèses de calcul sont les suivantes :

- l'anisotropie est mécanique et on considère que les valeurs des composantes de cohésion et d'angle de frottement dans les plans horizontaux et verticaux. Cette anisotropie est alors définie par deux coefficients : $n_c = C_v/C_h$ et $n_\theta = \tan \theta_v / \tan \theta_h \neq 1$;
- on peut s'intéresser aux sols non homogènes en considérant la cohésion et l'angle de frottement comme étant des fonctions linéaires avec la profondeur;
- la contrainte sur un élément de sol dans le cas d'un sol en pente est exprimée par la somme vectorielle des composantes verticales et horizontales;
- l'analyse des contraintes est basée sur la théorie de Coulomb et l'analyse de stabilité sur les paramètres adimensionnels de Janbu;
- la surface de rupture est circulaire.

On écrit alors l'équilibre du schéma suivant (figure 84):

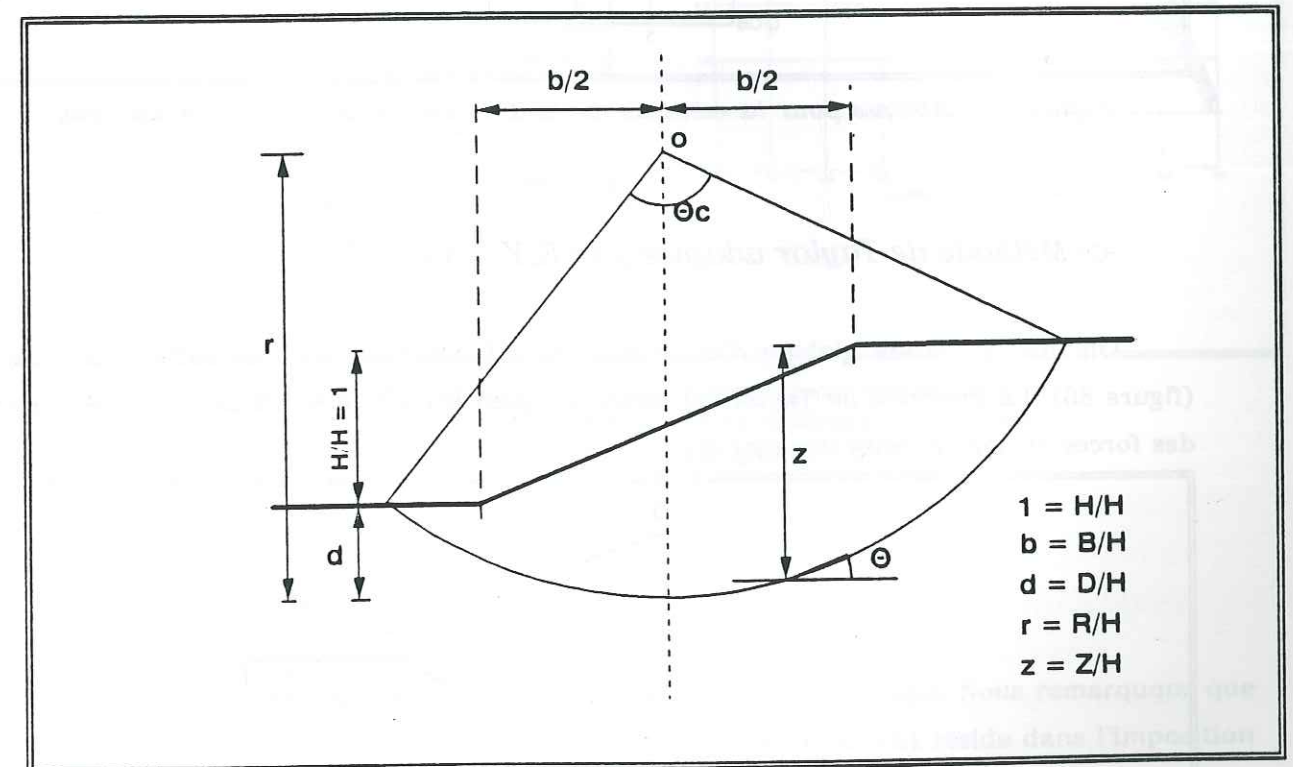


Figure 84 : Equilibre d'un versant dans la méthode de Janbu

Les résultats sont exprimés sous forme d'abaque (figure 85) où est défini le nombre de stabilité adimensionnel $N = C_{h,crit} / \gamma H_{crit}$.

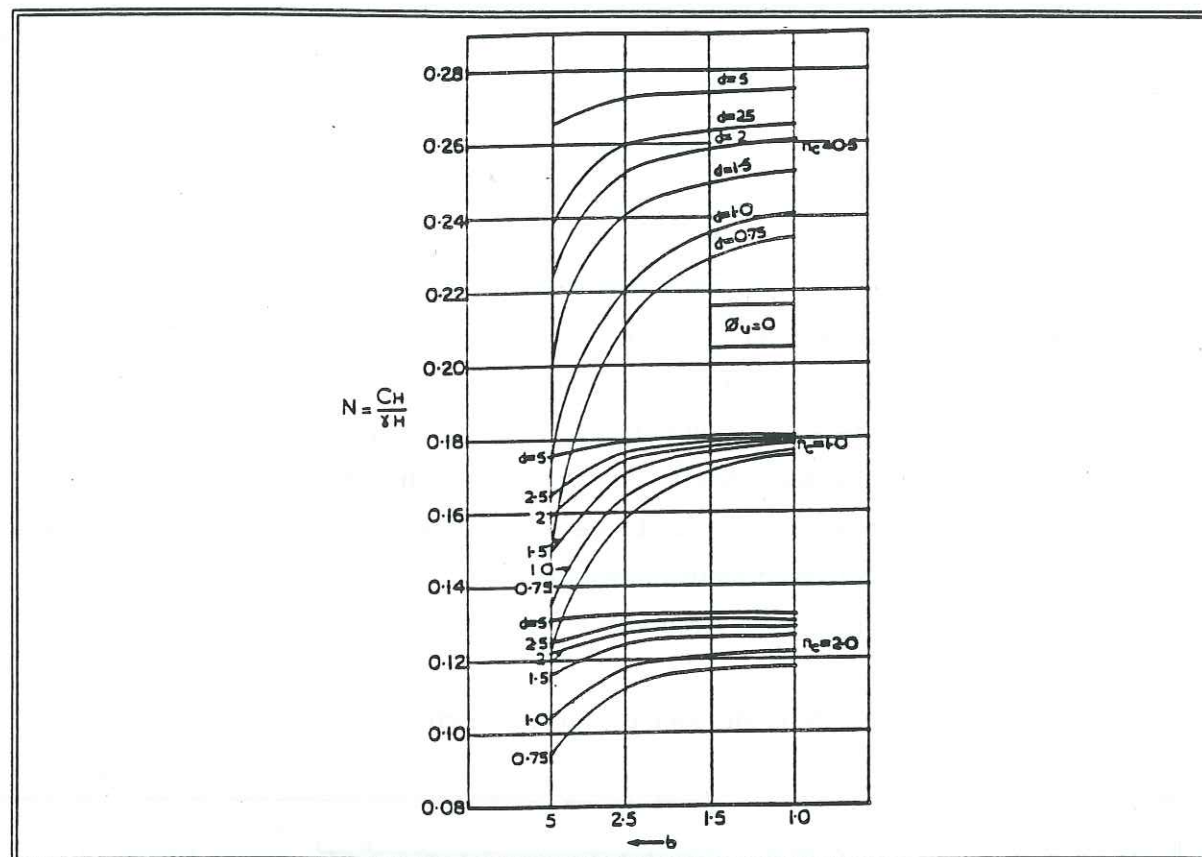


Figure 85 : Abaque pour la méthode de Janbu dans le cas de sols anisotropes

-c- Méthode de Taylor adaptée par K.Y. Lo [1965]

On étudie l'étude globale d'un massif de sol délimité par une surface circulaire (figure 86). La méthode de Taylor est basée uniquement sur la vérification de l'équilibre des forces et non de celui des moments.

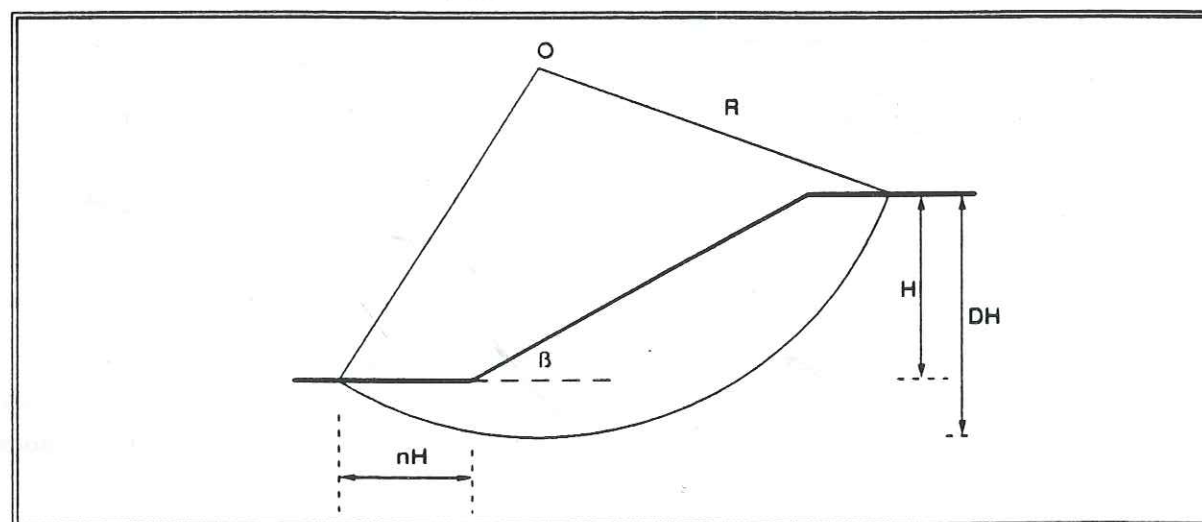


Figure 86 : Equilibre d'un versant dans la méthode de Taylor

A partir d'abaques (figure 87) présentés pour le cas de la stabilité à court terme ($\phi_u = 0$), on peut évaluer un coefficient de sécurité.

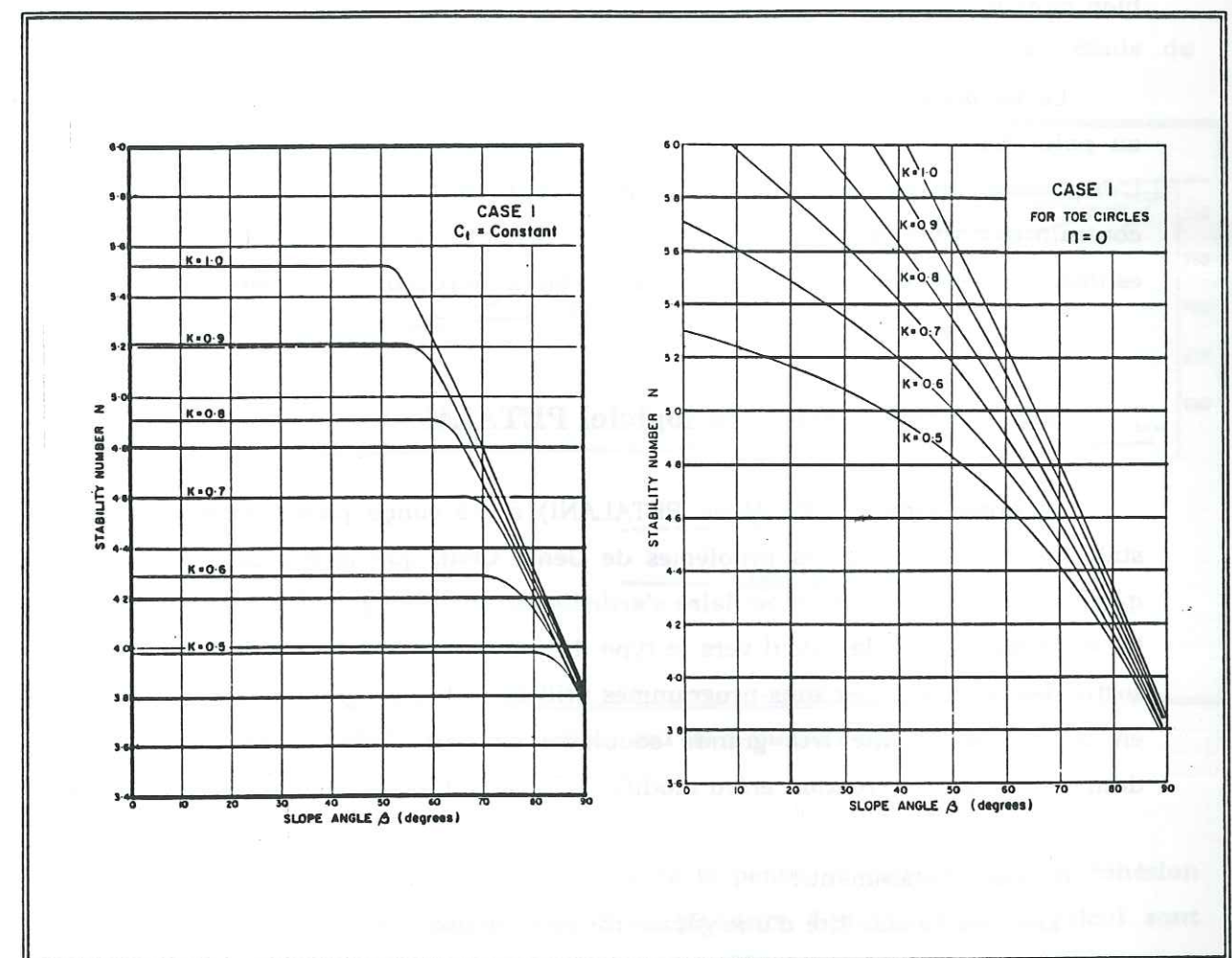


Figure 87 : Abaques de Taylor pour le cas anisotrope où C_1 est la contrainte verticale, C_2 la contrainte horizontale, K le rapport d'anisotropie C_1/C_2

-d- Remarques

D'autres méthodes peuvent être adaptées aux cas anisotrope. Nous remarquons que la faiblesse des méthodes présentées (sauf la méthode des blocs) réside dans l'imposition d'une surface circulaire alors que, pour les glissements peu profonds, l'anisotropie influence la forme de la surface de rupture.

De plus, l'utilisation des abaques ne permet pas de faire des études complètes de stabilité, mais tout au plus de donner des ordres de grandeurs des pentes critiques, sans pour autant bien définir la surface de rupture.

C'est pour remédier à ces faiblesses de calcul que nous avons choisi de travailler avec les programmes PETALM et PETALANI du L.C.P.C.. En effet, ce logiciel permet l'utilisation des différentes méthodes de calcul (Fellenius, Bishop, perturbations) aussi bien dans le calcul isotrope qu'anisotrope.

La *méthode des perturbations* est une méthode globale d'analyse de stabilité, mise au point par Raulin P. et al. [1974], qui satisfait toutes les équations de la statique. L'originalité de ce calcul réside dans l'hypothèse de la connaissance du lobe des contraintes normales défini par une loi de répartition paramétrée. De plus, nous pouvons estimer le coefficient de sécurité sur des surfaces de rupture de formes quelconques.

-2.2.3- Présentation du logiciel PETALM

Ce programme (PETALM ou PETALANI) a été conçu pour traiter tous les cas de stabilité de talus dans les problèmes de Génie Civil, que la rupture soit circulaire ou quelconque. Sa structure modulaire s'articule autour d'un programme principal qui gère les données, oriente le calcul vers le type de rupture et le type de prospection et gère la sortie des résultats. Les sous-programmes utilisés par le programme principal permettent en outre d'avoir une très grande souplesse dans le choix ou les modifications des données de calcul (création et/ou modification du fichier de données avec PETALMOD).

On peut notamment :

- analyser la stabilité d'une géométrie quelconque;
- fixer une limite quelconque au substratum qui sert de limite de calcul;
- faire varier les couples (C, ϕ) jusqu'à quatre couples de valeurs dans un même calcul, la cohésion pouvant être prise automatiquement comme fonction de la profondeur. On peut aussi introduire une anisotropie de cohésion, en proposant une courbe de variation de C en fonction de l'orientation de la rupture par rapport au litage (PETALANI);

-introduire des structures (murs de soutènement, par exemple) qui limitent le nombre de cercles calculés;

-faire appel à différentes méthodes de calcul :

- la méthode des perturbations est utilisée de façon implicite;
- quatre autres méthodes peuvent être utilisées (Fellenius, Bishop sans test, Bishop avec "test L.C.P.C.", Bishop avec "test R.R.T.");

-introduire un régime hydraulique quelconque (nappe hydrostatique, nappe perchée, réseau de points calculés ou mesurés correspondant par exemple à différentes zones de gradients hydrauliques, nappe extérieure).

-2.2.4- Quelques calculs sur le glissement de Monestier-du-Percy

-a- Méthodes des coins [Giraud et al., 1981]

La géométrie du glissement de Monestier-du-Percy se prête bien à l'étude de l'équilibre de trois blocs (figure 88).

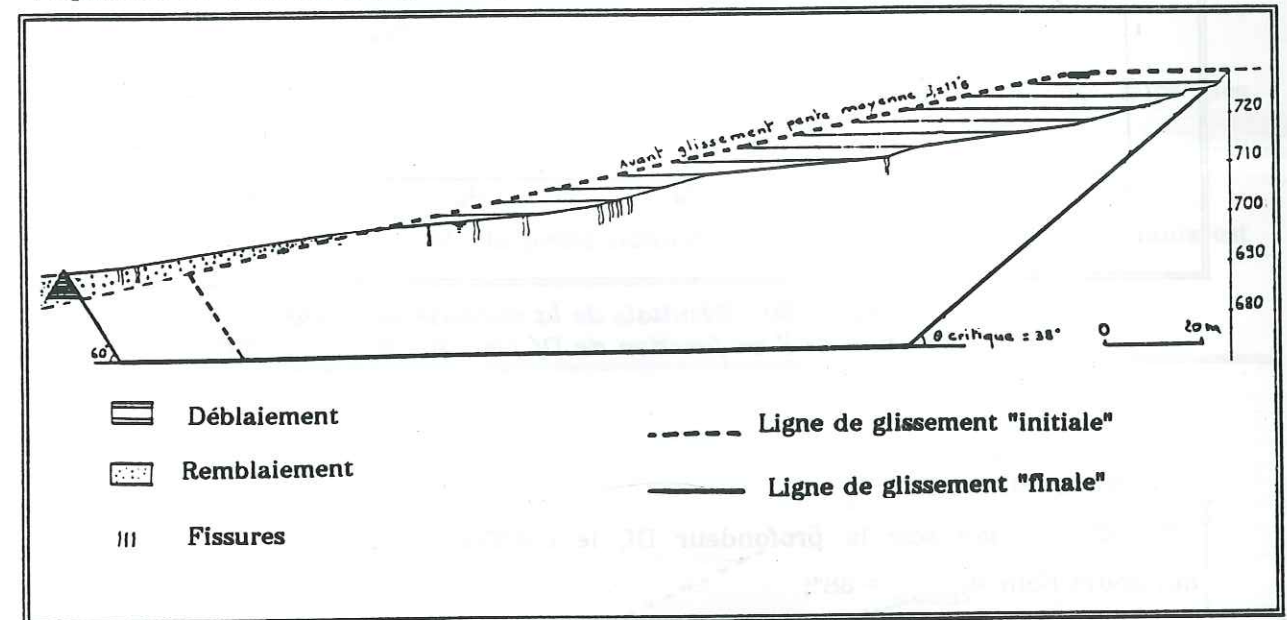


Figure 88 : Coupe du glissement de Monestier-du-Percy

Il a été étudié la stabilité à court terme de la pente, en considérant une cohésion non drainée anisotrope et variant avec la profondeur. Les résultats de calcul sont présentés sur les deux graphes suivants (figure 89 et 90).

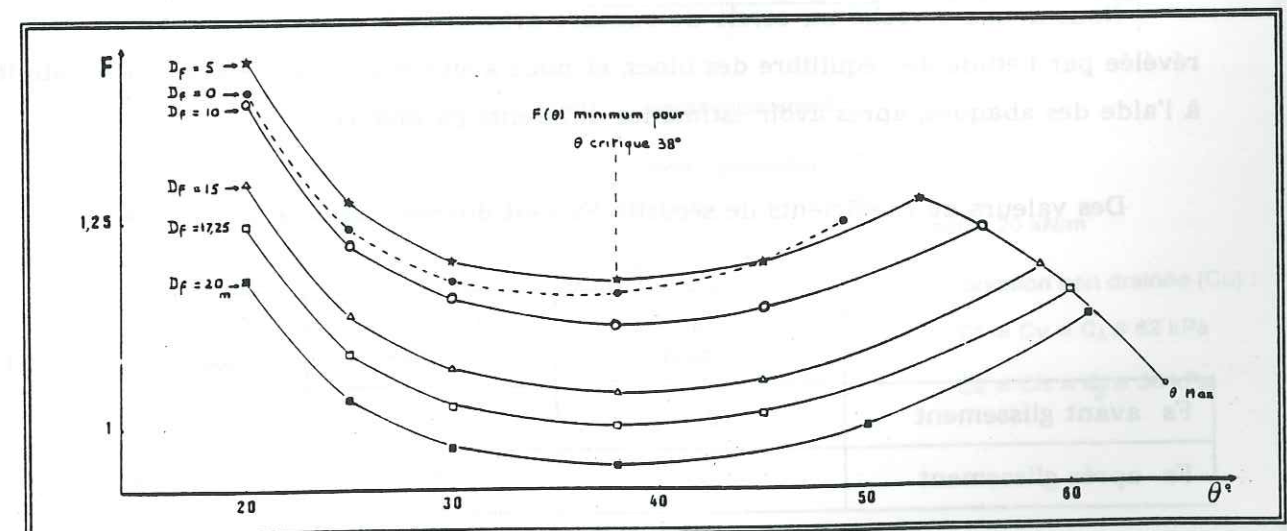


Figure 89 : Résultats de la méthode des coins
Variation de F en fonction de Df et θ

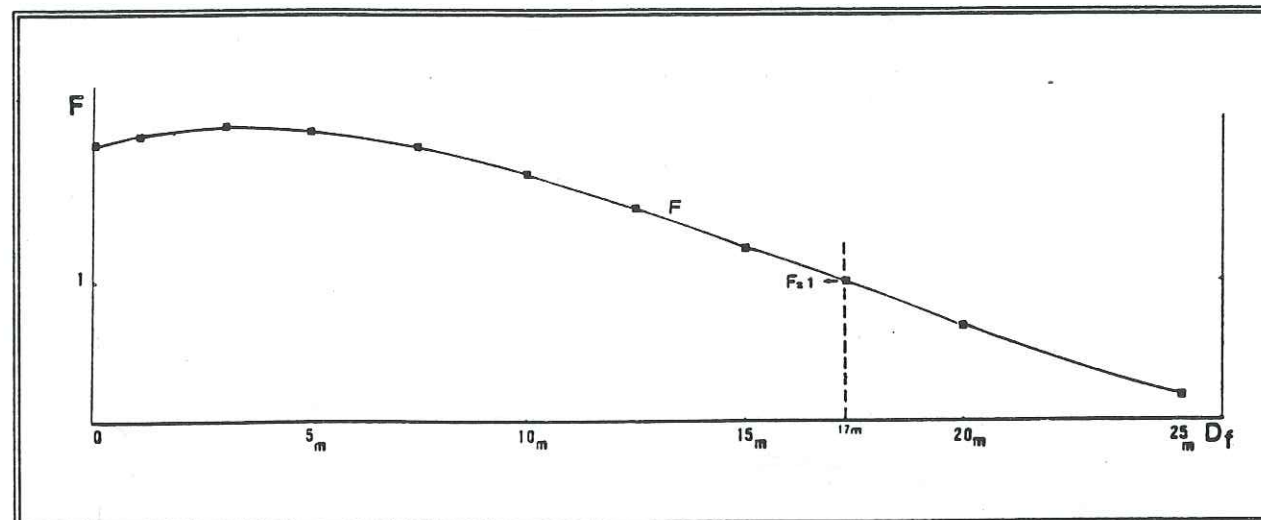


Figure 90 : Résultats de la méthode des coins
Variation de F en fonction de D_f pour $\theta = \theta_{\text{critique}} = 38^\circ$

Nous retiendrons :

- Quelle que soit la profondeur D_f , le coefficient de sécurité F_s passe par un minimum pour $\theta_{\text{critique}} = 38^\circ$;
- Pour $\theta = \theta_{\text{critique}}$, F_s décroît avec la profondeur. C'est un résultat classique pour les sols purement cohérents. En effet, lorsque la résistance au cisaillement augmente peu avec la profondeur, on obtient toujours une rupture en profondeur.

-b- Etude à l'aide des abaques

Nous avons cherché un cercle de rupture proche de la rupture polygonale critique révélée par l'étude de l'équilibre des blocs, et nous avons évalué le coefficient de stabilité à l'aide des abaques, après avoir estimé les différents paramètres.

Des valeurs de coefficients de sécurité F_s sont données dans le tableau XVIII.

	Janbu modifié	Taylor modifié	Taylor modifié glissement en pied
F_s avant glissement	0,47	0,34	0,45
F_s après glissement	/	0,41	0,6

Tableau XVIII : Quelques résultats d'estimation du coefficient de sécurité F_s

Si l'on constate une amélioration de la stabilité après glissement, l'évaluation du coefficient de sécurité est pessimiste. L'utilisation des abaques ne permet pas de mener à bien l'étude de stabilité.

-c- Calcul sur PETALM

Pour les différents calculs entrepris sur PETALM, nous avons dû faire des hypothèses. Dans un premier temps, nous présentons donc ces choix.

-la géométrie du versant : la pente naturelle avant et après le glissement nous est donnée par la figure 91;

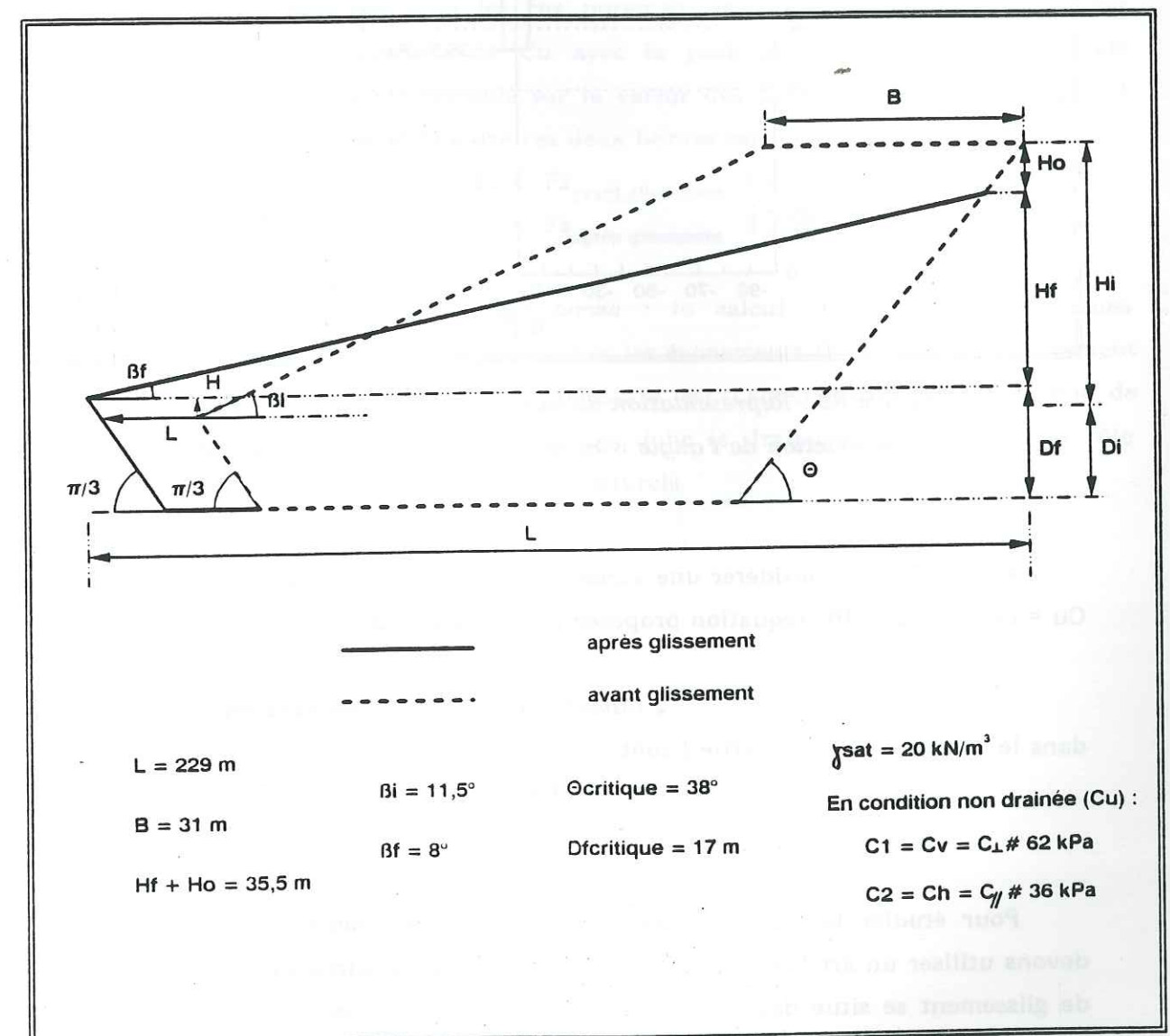


Figure 91 : Géométrie du versant

-les données géomécaniques : * *Calcul à court terme* : le glissement s'étant produit brusquement à une période de forte humidité (printemps), on considère la stabilité à court terme. Il faut donc évaluer la cohésion non drainée C_u ($\phi_u = 0$). On retiendra : $C_{u//} = 36.5$ kPa pour les plans de cisaillement horizontaux et $C_{u\perp} = 62$ kPa pour tout plan de cisaillement non horizontal. Le choix d'une anisotropie discontinue est en accord avec les observations du chapitre III de la partie I. Nous proposons une courbe d'anisotropie de cohésion suivante (figure 92) :

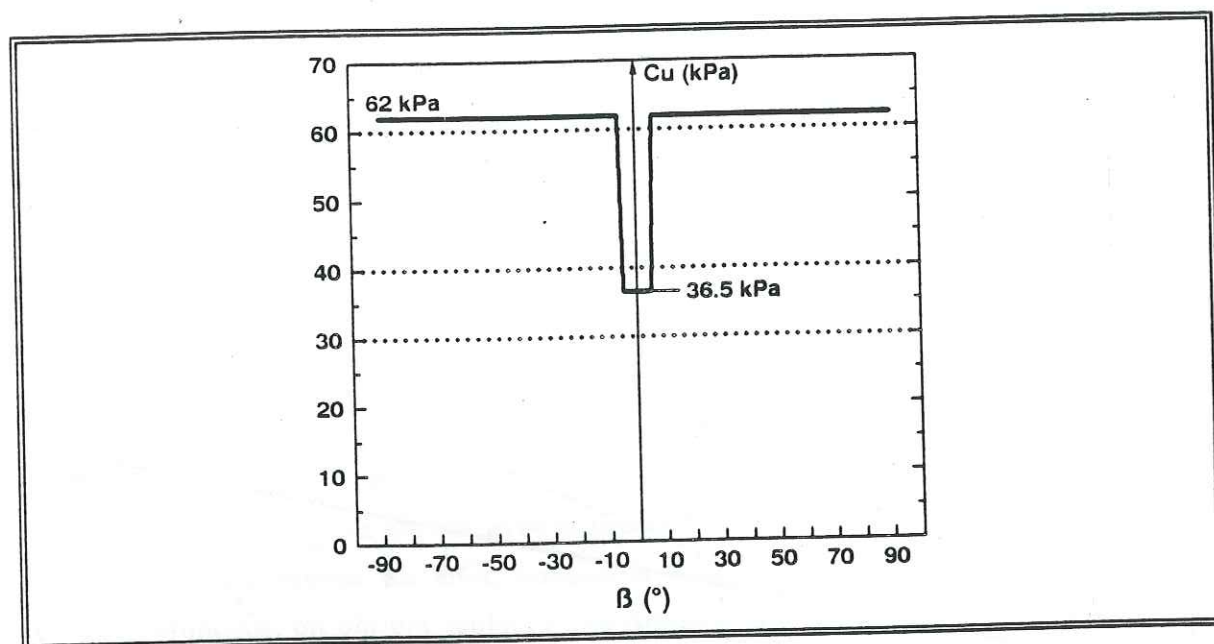


Figure 92 : Représentation de la cohésion non drainée anisotrope en fonction de l'angle β entre le plan de rupture et le litage

On peut aussi considérer une variation linéaire de la cohésion avec la profondeur : $C_u = C_{u_0} + \gamma' z \tan 10^\circ$ (équation proposée par Giraud & al.).

* *Calcul à long terme* : les caractéristiques présentées dans le chapitre III de la partie I sont :

$$C'_{//} = 5 \text{ kPa}, \phi'_{//} = 20^\circ$$

$$C'_{\perp} = 20 \text{ kPa}, \phi'_{\perp} = 23^\circ$$

$$C'_{\text{res}} = 0 \text{ kPa}, \phi'_{\text{res}} = 18^\circ$$

Pour étudier la stabilité d'un massif anisotrope (anisotropie de C' et ϕ'), nous devons utiliser un artifice de calcul, en supposant que la partie horizontale de la surface de glissement se situe dans une couche aux caractéristiques $C'_{//}$ et $\phi'_{//}$, tandis que la couche supérieure est affectée des C'_{\perp} et ϕ'_{\perp} . Ceci équivaut à prendre une anisotropie discontinue de C' et ϕ' .

-la méthode de calcul et la surface de glissement : dans l'étude du glissement de Monestier, une surface de rupture polygonale semble être imposée par la nature anisotrope des argiles. Dans ce cas, la méthode des perturbations s'impose;

-les données hydrauliques : pour le calcul à court terme, nous avons considéré le massif saturé, la nappe coïncidant avec la cote du T.N.. Dans l'étude avant glissement à long terme, nous ferons varier le niveau de la nappe par rapport au T.N. en gardant la surface piézométrique parallèle au T.N.;

-les résultats : nous les présentons sur les figures 93 à 96.

-Commentaires : * *Etude à court terme* : dans les argiles litées saturées, la cohésion non drainée C_u est une fonction de l'orientation du litage et de la profondeur. Les résultats nous montrent que les cas purement isotropes ou anisotropes restent pessimistes. Seule une variation de C_u avec la profondeur z donne des résultats cohérents compte tenu de l'incertitude sur la valeur des caractéristiques. Le coefficient de sécurité réel doit être compris entre ces deux bornes calculées :

$$0,92 < F_{s_{\text{avant glissement}}} < 1,17$$

$$1,26 < F_{s_{\text{après glissement}}} < 1,58$$

* *Etude à long terme* : le calcul avec les caractéristiques résiduelles montre des résultats cohérents avec les événements ($F < 1$ avant le glissement et $F_s > 1$ après). Un autre résultat intéressant est l'amélioration du coefficient de sécurité F_s avec le rabattement de la nappe, donc le drainage pourra jouer un rôle important dans la stabilisation des versants naturels.

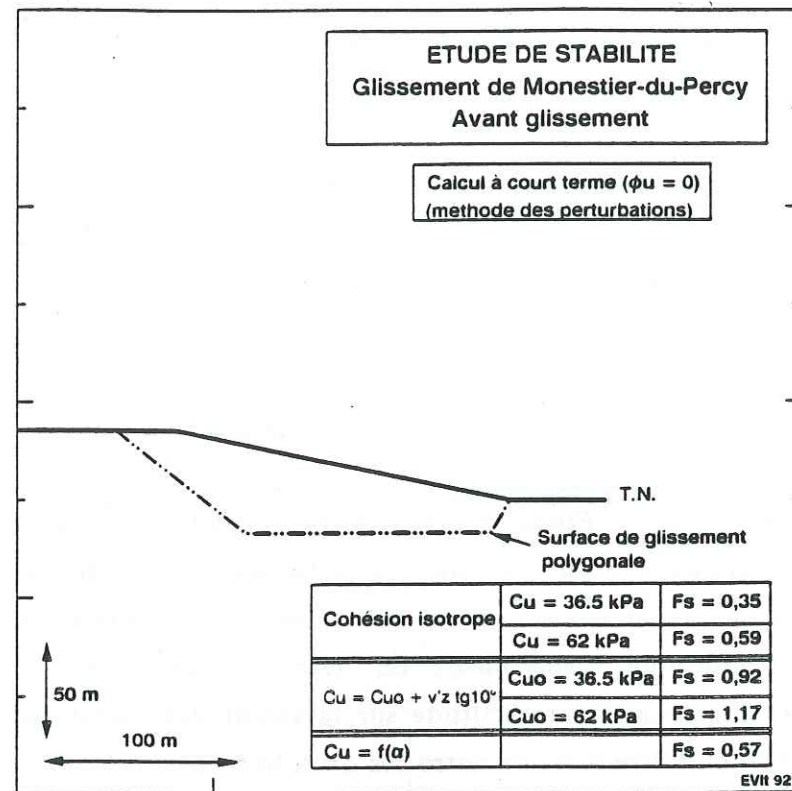


Figure 93 : Stabilité à court terme avant le glissement

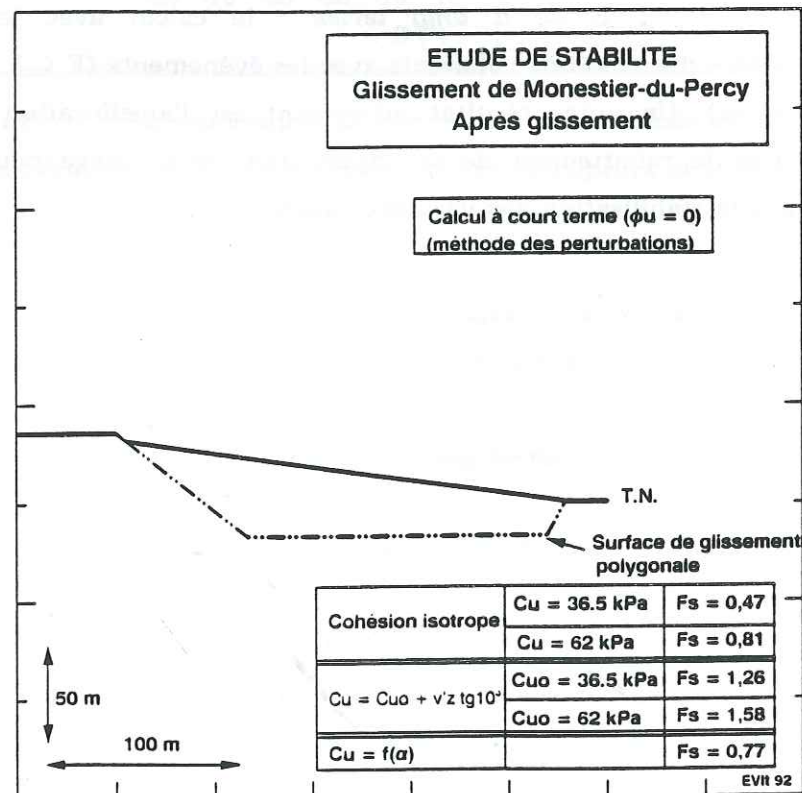


Figure 94 : Stabilité à court terme après le glissement

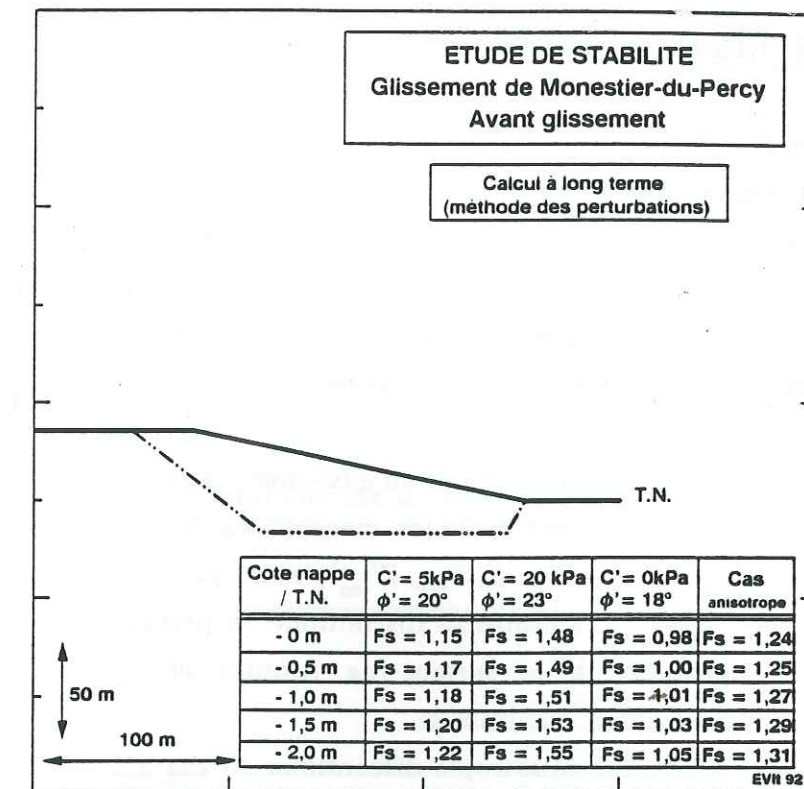


Figure 95 : Stabilité à long terme avant le glissement

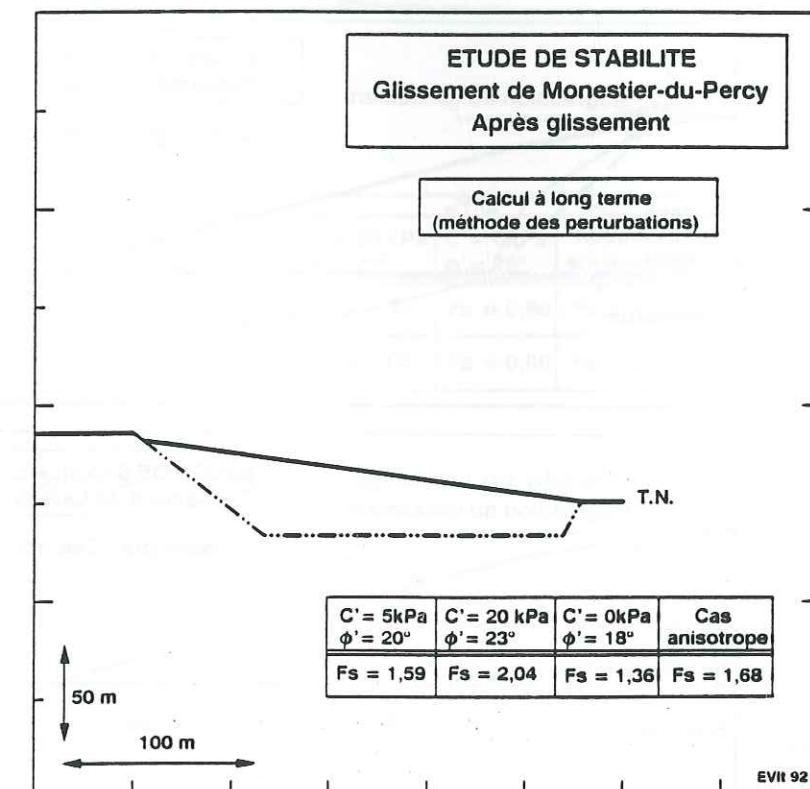


Figure 96 : Stabilité à long terme après le glissement

-2.2.5- Etude de stabilité sur le glissement de Lavars

Par cette étude, nous cherchons à montrer l'existence de glissements profonds dans les argiles litées. Nous avons entrepris des calculs de stabilité à long terme le long du ravin des Cabasses. La géométrie nous est donnée par le levé topographique (figure 62 page 113), et la géologie par les observations de terrain ainsi que le sondage X1bis. La surface de glissement polygonale étudiée passe par deux points connus : la niche d'arrachement amont et l'indice de mouvement des sondages X1 et X1bis), et elle est tangente au toit horizontal de la formation sous-jacente dans la partie basse. Nous étudierons l'équilibre sur deux surfaces de glissement (figure 98).

Pour le choix des caractéristiques mécaniques, nous avons étudié les trois cas isotropes ($[C'_{//}, \phi'_{//}]$, $[C'_{\perp}, \phi'_{\perp}]$, $[C'_{res}, \phi'_{res}]$) ainsi que deux cas anisotropes :

- Cas n°1 : anisotropie discontinue en prenant $[C'_{\perp}, \phi'_{\perp}]$ pour la partie inclinée de la surface de rupture et $[C'_{//}, \phi'_{//}]$ pour la partie horizontale (figure 97);
- Cas n°2 : anisotropie discontinue du cas n°1 en prenant pour la partie plane $[C'_{//}, \phi'_{//}]$ pour la zone amont et $[C'_{res}, \phi'_{res}]$ pour la zone située dans un glissement plus ancien (figure 97).

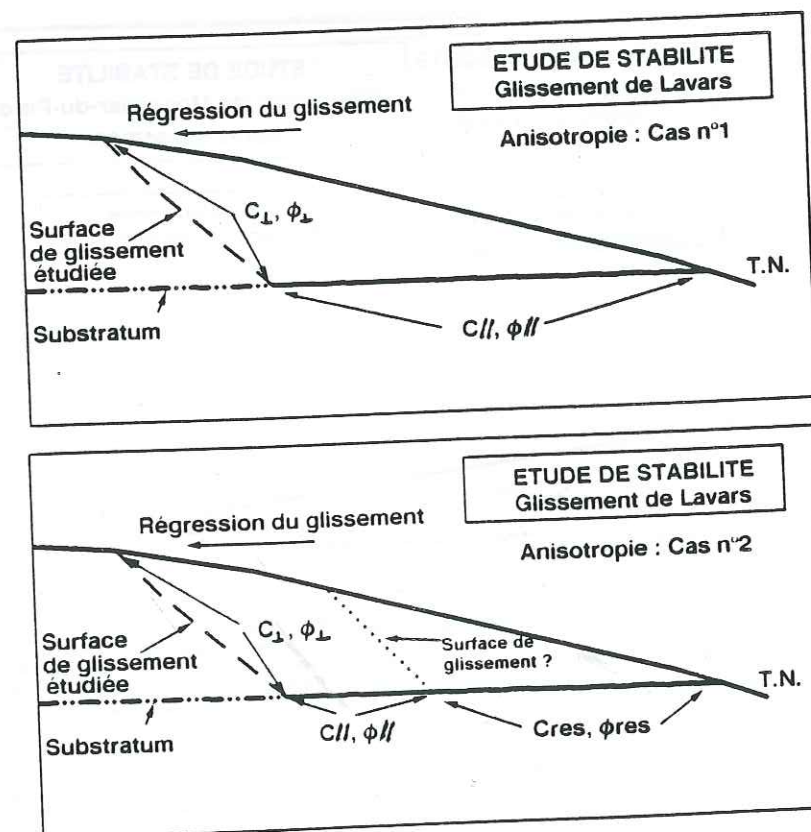


Figure 97 : Choix des caractéristiques mécaniques dans les cas anisotropes

Les résultats portés sur la figure 98 nous montrent :

- l'utilisation des caractéristiques résiduelles est un peu pessimiste;
- par contre les deux hypothèses anisotropes donnent des résultats tout à fait intéressant : nous sommes quasiment à l'équilibre limite dans l'hypothèse d'une nappe coïncidant avec la surface topographique;
- compte tenu des caractéristiques des argiles litées, les glissements profonds sont plausibles. Les surfaces de rupture profonde doivent être de type mixte (surface n°2), surface associant un arc de cercle à une portion linéaire horizontale. En effet, la partie circulaire se développe là où le massif a une épaisseur importante, puis pour les zones de moindre épaisseur, le plan de faiblesse du matériau influe sur la forme de la surface de glissement.

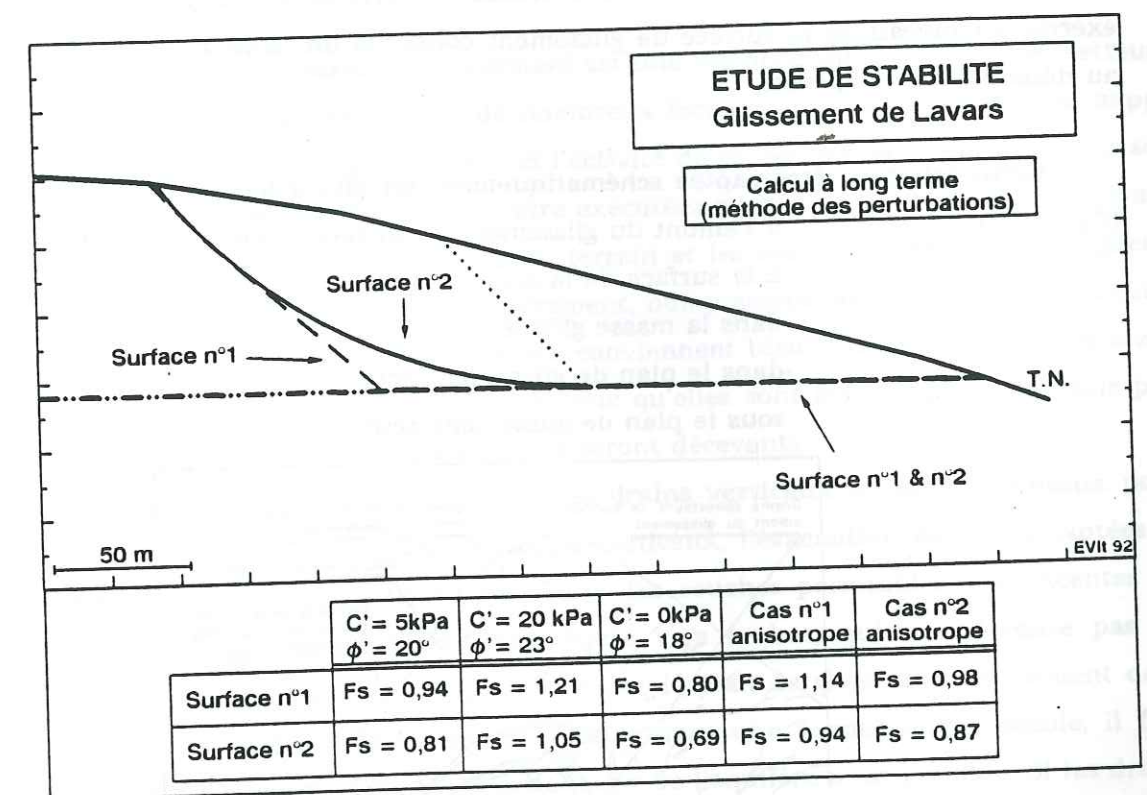


Figure 98 : Stabilité à long terme du glissement de Lavars

-3- Présentation d'une méthode de stabilisation : le drainage

Nous avons vu, dans les calculs de stabilité et dans les relations "pluviosité - mouvement", que le niveau d'eau dans un massif joue un rôle important sur l'équilibre d'un versant. Afin d'abaisser le niveau piézométrique, le drainage semble être le mieux adapté.

-3.1- Présentation

Le principe du drainage est de s'attaquer à l'élément moteur essentiel des instabilités de pente, l'eau se manifestant soit sous la forme d'une nappe phréatique, soit par un horizon en pression sous une masse imperméable. La pression qu'elle peut exercer au niveau de la surface de glissement constitue un facteur fondamental tendant au déséquilibre des pentes.

Cette eau peut être captée schématiquement en divers lieux d'un versant instable (figure 99) :

- à l'amont du glissement en surface et en profondeur;
- à la surface de la zone instable;
- dans la masse glissée;
- dans le plan de glissement actif;
- sous le plan de glissement actif.

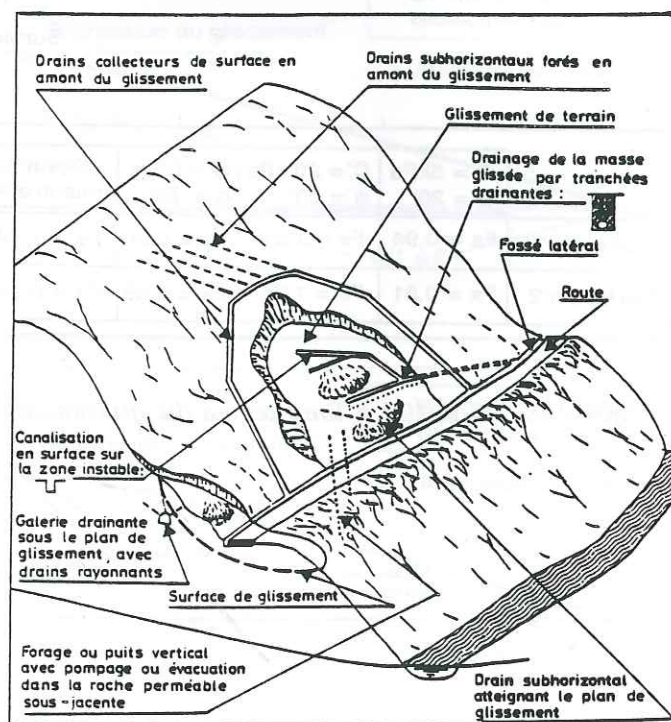


Figure 99 : Les principaux systèmes de drainage d'un glissement de terrain

[E.P.F.L., 1985]

Le captage de l'eau en amont du secteur en glissement actif présente l'avantage principal de ne pas soumettre les ouvrages de surface ou enterrés aux mouvements qui les déforment, les endommagent et leur font perdre ainsi leur efficacité. Ces ouvrages de type cunettes, drains, tranchées, puits cherchent à éliminer les écoulements superficiels provenant de l'amont ou à rabattre le niveau d'eau. Généralement, ces travaux ne suffisent pas à stabiliser une zone instable, les apports directs d'eau sur la surface du glissement jouent aussi un rôle déterminant.

La collecte et la canalisation des eaux de surface des secteurs instables par cunettes emboîtées ou tranchées drainantes de faible profondeur, peuvent s'avérer utiles. Elles évitent la stagnation des eaux de ruissellement et permettent de récolter ces eaux avant qu'elles ne s'infiltrant dans le massif.

Le drainage de la masse en mouvement est une méthode qui peut être prometteuse mais dont la mise en oeuvre dépend de nombreux facteurs dont la hauteur de la nappe phréatique, la profondeur du glissement et l'activité de ce dernier, la perméabilité du sol.

Des tranchées drainantes peuvent être exécutées avec ou sans soutènement suivant la profondeur de la tranchée, la nature du terrain et les normes de sécurité en vigueur. Ce système peut être conçu perpendiculairement, obliquement ou encore parallèlement à la ligne de plus grande pente. Ces solutions conviennent bien lorsque les quantités d'eau à évacuer sont grandes. Nous remarquons donc qu'elles sont mal adaptées aux sols peu perméables où les rabattements de la nappe seront décevants.

Une autre solution consiste à forer des drains verticaux ou subhorizontaux pour créer un rabattement. Dans le cas de drains verticaux, l'évacuation des eaux captées se fait soit par pompage, soit par vidange dans des couches perméables sous-jacentes ou dans une galerie. La solution par écoulement vers le bas, qui ne nécessite pas de pompage, reste délicate, car les drains traversent le plan de glissement et risquent donc d'être cisailés. De plus dans le cas de vidange dans une formation perméable, il faut s'assurer qu'aucune mise en charge occasionnelle de l'aquifère n'est possible. Si les drains subhorizontaux résolvent le problème de l'évacuation, leur entretien est en revanche plus délicat.

Il est important de prendre garde à la présence de minéraux dissous, des dépôts calcaires peuvent obturer les drains de faible section. De plus, les particules argileuses en suspension peuvent colmater les ouvrages drainants. Ces problèmes d'efficacité à long terme nous montrent qu'il faut prévoir un contrôle et un entretien des installations.

-3.2- Quelques recommandations

Avant de retenir le principe d'un système de drainage, il est nécessaire de faire une étude hydrogéologique préalable.

Le drainage ayant pour but de diminuer les pressions interstitielles à l'intérieur du versant, on ne doit pas juger de l'efficacité d'un système de drainage au seul débit (ce débit est fonction de la perméabilité) qu'il évacue : ce sont les piézomètres qui indiquent si la nappe baisse et si les pressions diminuent.

Lorsque les coefficients de perméabilité sont très faibles, les débits le sont aussi et le temps nécessaire au rabattement augmente. Le rayon d'action des drains est alors petit et il est donc nécessaire d'implanter un réseau très dense de drains. Il existe quelques formules pour calculer l'écartement des drains (formules de Guyon, de Hooghoudt, abaques d'Henkel). Mais elles sont mal adaptées aux problèmes de drainage dans les argiles.

Le drainage demande une réalisation très soignée et un entretien sérieux, sinon son efficacité diminue rapidement par suite de colmatage. Il est donc prudent de contrôler la pérennité des drainages : ce sont également les piézomètres qui donnent ces renseignements.

-3.3- Remarques sur divers calculs de drainage

-3.3.1- Effet de l'anisotropie sur le rabattement d'une nappe

L'anisotropie gouverne la position de la surface libre lors des rabattements de nappe et représente donc un facteur important pour le drainage. La figure 100 montre la position de la surface libre en fonction du rapport kh/k_v pour un écoulement entre deux tranchées. Dans le cas des argiles du Trièves caractérisées par une forte anisotropie de perméabilité, le rabattement est faible et la surface de suintement importante.

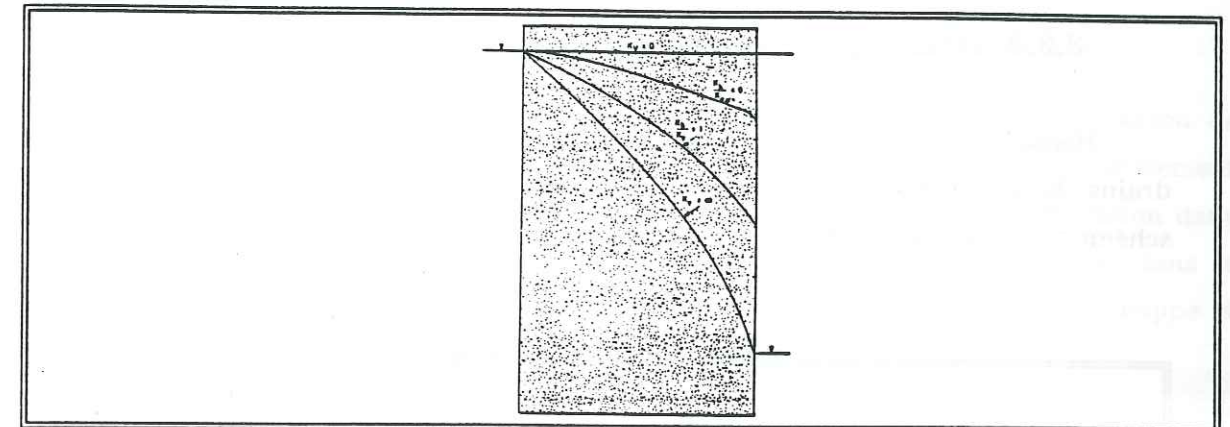


Figure 100 : Ecoulement à travers une digue perméable anisotrope [De Cazenove, 1961]

-3.3.2- Cas du drainage par canalisations enterrées

Nous considérons les résultats établies pour le drainage agricole dans l'hypothèse de l'alimentation de la nappe par une pluie continue (en régime permanent).

Dans le cas de drains reposant sur un substratum imperméable, l'écartement E des drains est donné par Guyon [1963] : $E = 2 \cdot h_o \cdot \sqrt{k / q_c}$

où q_c est le volume de pluie tombé pendant l'unité de temps sur l'unité de surface, d'une manière uniforme et constante.

Si l'on considère le schéma de la figure 101 dans les argiles litées, on estime un écartement entre drains variant entre 1 et 10 mètres, pour des perméabilités variant entre 10^{-9} m/s (K_h) et 10^{-7} m/s (K_f). Pour un calcul d'un fossé drainant (formule d'Hooghoudt citée par Guyon [1963]), nous obtenons les mêmes ordres de grandeur. Ces résultats nous montrent que le drainage de type agricole n'est pas adapté aux cas des argiles. De plus l'efficacité d'un tel dispositif reste théorique.

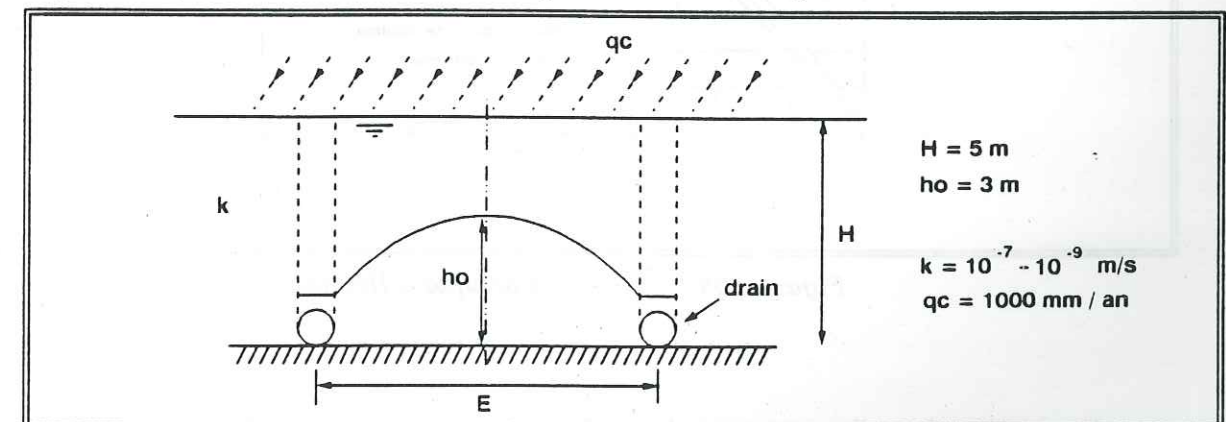


Figure 101 : Drainage d'une nappe alimentée superficiellement

-3.3.3- Drainage de sols anisotropes

Henkel [1957] propose des abaques permettant le calcul de l'espacement entre drains dans le cas de sols anisotropes, abaques où $R_s = \sqrt{K_v / K_h} \cdot E/H$, suivant le schéma suivant (figure 102) :

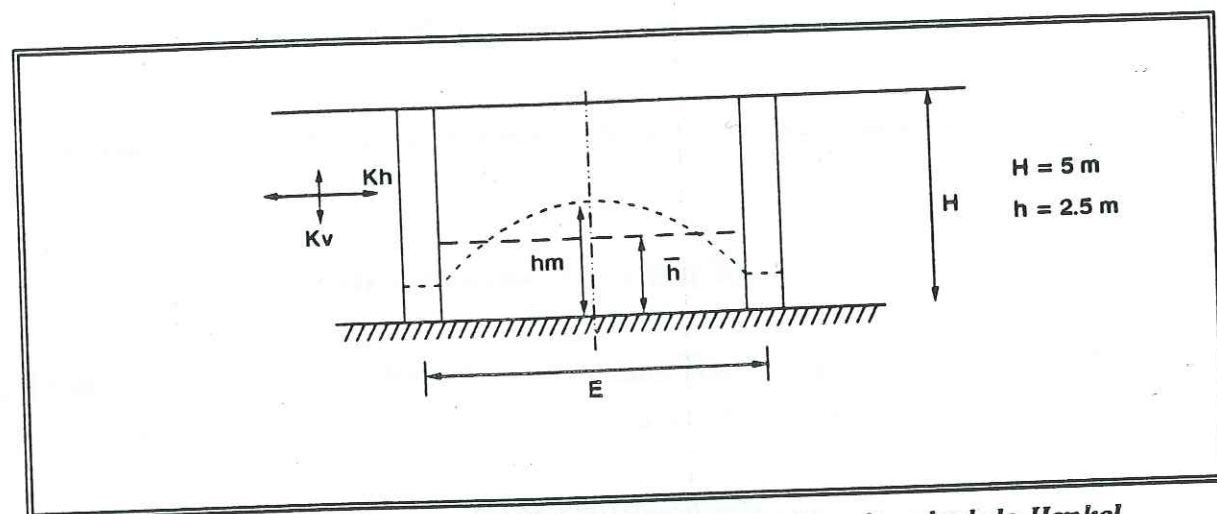


Figure 102 : Schéma d'une tranchée drainante dans le calcul de Henkel

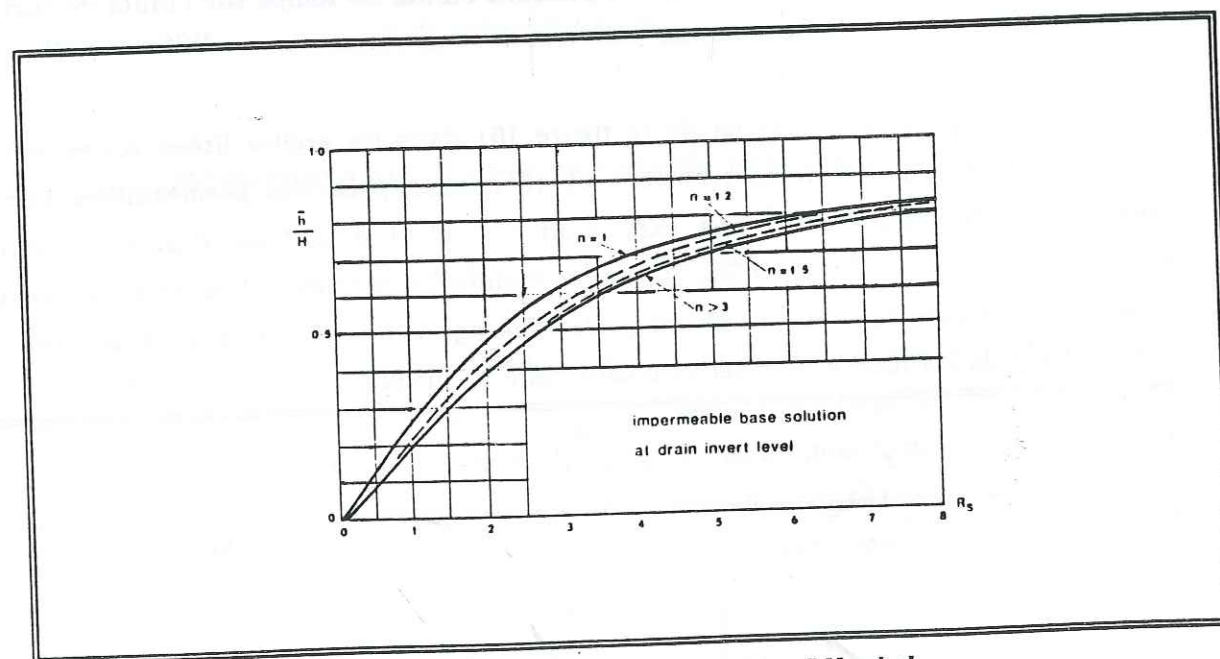


Figure 103 : Exemple d'abaque d'Henkel

Une estimation d'espacement de drains nous donne : $E = 11$ mètres dans le cas isotrope et $E = 35$ mètres pour $K_v/K_h = 1/10$. Mais cette méthode ne tient pas compte de la valeur absolue des perméabilités.

-3.3.4- Conclusions

Compte tenu de leur imperméabilité, nous ne sommes pas, à priori, convaincu de l'efficacité du drainage *systématique* dans les argiles. Nous préconisons un assainissement des zones humides afin d'éviter la stagnation des eaux pluviales et leur infiltration dans le massif. Il faut de même collecter les eaux divagantes. Le transfert d'eau dans le matériau étant incertain, ces travaux ont pour but d'éviter l'alimentation de la nappe et ainsi son élévation, facteur déterminant dans la stabilité des versants.

Nous pouvons aussi penser que les coefficients de perméabilité retenus pour le calcul sont pessimistes, surtout pour les argiles superficielles remaniées.

Les solutions universelles n'existant pas, il faut prévoir pour chaque système de drainage envisagé, une étude hydrogéologique appropriée. Le suivi du dispositif par des relevés piézométriques, voire des mesures des déformations du massif, sera nécessaire pour juger du rendement de la solution adoptée.

L'entretien des canalisations et des divers ouvrages est impératif pour garantir une efficacité à long terme de l'assainissement.

Quatrième partie

Conclusions

Ce mémoire présente une approche des caractéristiques géotechniques des argiles glacio-lacustres du Trièves, en forme de synthèse des connaissances acquises sur ce sujet, complétée par une cartographie inédite des glissements de terrain du secteur de Lavars. Cette recherche a été réalisée dans le cadre de l'étude de l'un des tracés envisagés pour l'autoroute Grenoble - Sisteron.

Les argiles du Trièves, caractérisées par leur structure litée, montrent une alternance de lits clairs et de lits sombres. La teneur en eau naturelle étant généralement proche de la limite de liquidité, l'aptitude de ce matériau à changer d'état physique est grande.

Le recours aux essais ponctuels de la mécanique des sols doit être utilisé avec prudence. L'anisotropie et l'hétérogénéité des argiles tendent à disperser les valeurs de C et ϕ . Pour ce qui est de l'anisotropie, nous avons mis au point un logiciel permettant de calculer l'influence de la taille de l'échantillon et du pourcentage de lits silteux sur la résistance au cisaillement selon l'orientation du plan de rupture. Nous avons alors mis en évidence que, pour un échantillon représentatif (sans effet d'échelle), la connaissance des caractéristiques mécaniques (C et ϕ) selon une direction parallèle au plan de faiblesse et une direction le coupant suffit à déterminer le critère à la rupture.

Nous avons alors retenu :

- $C_{\text{horizontale}}$ # 5 - 10 kPa
- $\phi_{\text{horizontal}}$ # 20°
- $C_{\text{verticale}}$ # 10 - 20 kPa
- ϕ_{vertical} # 20 - 24°
- et - $C_{\text{résiduelle}}$ # 0 kPa
- $\phi_{\text{résiduel}}$ # 18°

Pour étudier la stabilité des versants ainsi que le comportement des argiles, nous avons cherché à définir la puissance de la formation argileuse et à situer les surfaces de glissement.

Dans un premier temps, pour ces investigations, le choix s'est porté sur les méthodes géophysiques, de mise en oeuvre aisée. Malheureusement, la saturation des argiles est souvent venue perturber les mesures de la prospection électrique et, du fait

du contraste réduit des vitesses entre les matériaux remaniés et les matériaux en place, les mesures sismiques ont été décevantes.

Dans un second temps, nous avons eu recours aux sondages pressiométriques. Certes, la mise en oeuvre en est plus lourde et plus coûteuse, mais ces essais semblent bien adaptés à la reconnaissance des argiles litées. Ils nous ont renseigné sur l'état de remaniement des matériaux et, en outre, l'observation de la variation du module pressiométrique a pu révéler la présence de surfaces de glissement ou tout au moins un changement d'état physique des argiles. Les fourchettes de module pressiométrique E à retenir sont :

- pour une argile remaniée, E varie entre 1 et 5 MPa;
- pour une argile "saine", E dépasse 10 MPa et peut atteindre 80 MPa.

L'eau joue un rôle important dans le comportement des argiles. A petites échelles, l'anisotropie de perméabilité ($K_{\text{horizontale}} = 10^{-9}$ m/s et $K_{\text{verticale}} = 10^{-10} - 10^{-11}$ m/s) et la fissuration du matériau influencent les circulations internes. A l'échelle d'un versant, Azimi et al. [1992] ainsi que van Genuchten [1988] font apparaître des relations entre les précipitations, le niveau de la nappe et les mouvements de terrain. Dans ces modèles de type causal reliant les événements pluvieux et l'activité des mouvements de terrain, les corrélations donnent de bons résultats si le bilan de la circulation souterraine est bien connu. L'étalonnage des paramètres nécessite de longues périodes d'instrumentation. On remarque également que certains mouvements n'ont lieu que lorsque le niveau piézométrique dépasse un seuil critique. Le drainage superficiel peut donc être utilisé pour éviter que ce seuil ne soit atteint.

Les observations de terrain ainsi que les mesures inclinométriques nous ont permis de confirmer l'existence de différents types de glissement :

- les déformations sans rupture liées au fluage du matériau;
- les glissements plans peu profonds;
- les glissements profonds éventuellement circulaires dans leur zone amont.

De plus, la relation entre la pente et les mouvements établies sur le terrain et confirmée par une approche mécanique, souligne le fait que le facteur "pente" est un paramètre qui doit intervenir dans l'établissement des cartes de mouvements de sol. Ces cartes permettront de localiser les secteurs à problèmes, et ainsi on cherchera, dans la mesure du possible, à éviter ces zones.

Pour la réalisation des cartes d'instabilités, nous proposons une zonation en fonction de la sensibilité vis à vis des mouvements de sol.

Zone I	Stable
Zone II	Stabilité incertaine Mouvements potentiels
Zone III	Zone instable Mouvements intermittents
Zone IV	Instabilité déclarée Mouvements actifs

Tableau XIX : Les différentes zones

L'appréciation des aléas a été menée à partir d'une analyse multicritères comportant: -l'approche à la fois morphologique et géotechnique. Le rapprochement de la carte géotechnique où figurent les indices de mouvement, et de la carte clinométrique permet un zonage moins subjectif. L'utilisation de prises de vues aériennes réalisées à des intervalles de temps longs (minimum : 10 ans), donne un moyen d'apprécier l'évolution globale d'un versant;

-une reconnaissance géotechnique destinée à approcher la troisième dimension (épaisseur des formations et position des indices de mouvements).

Les critères de hiérarchisation sont résumés dans le tableau ci-après.

Critères d'instabilité	ZONE IV	ZONE III	ZONE II	ZONE I
Topographie	Bouleversée Ressauts importants pouvant atteindre 10 m	Ressauts topographiques Moutonnement marqué	Moutonnement +/- marqué	—
Pente	"Fortes" > 15°	"Moyennes" 12 - 15°	"Faibles" 10 - 12°	< 10°
Végétation	Très perturbée (arbres arrachés)	Arbres tordus, penchés	Quelques cultures	—
Arrachements	Nombreux et récents	Nets mais plus anciens	—	—
Fissures	Ouvertes, récentes	visibles	—	—

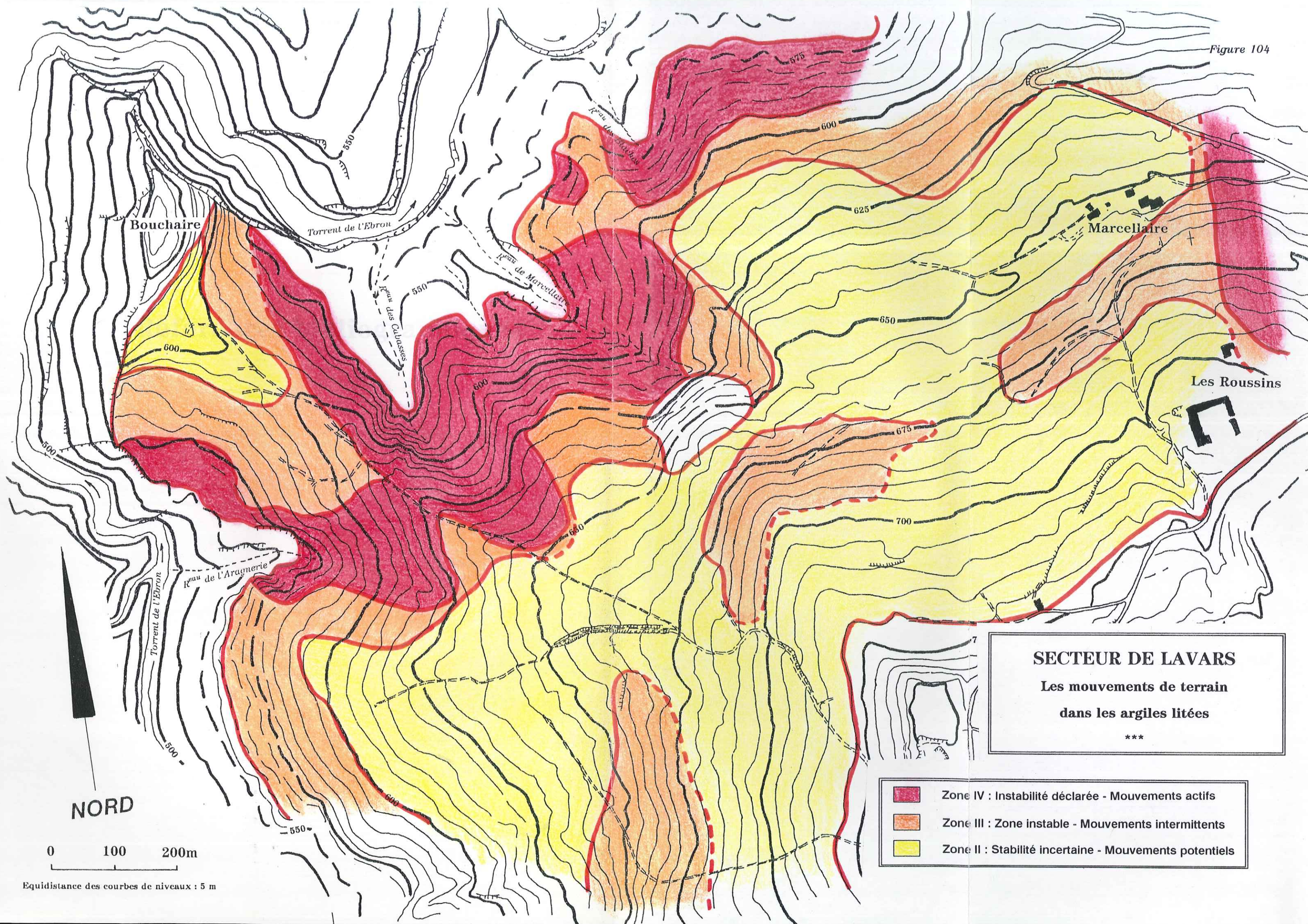
Tableau XX : Critères pour la hiérarchisation des zones sensibles

L'inventaire des aires et l'analyse des pentes sur le secteur de Lavars ont permis de délimiter cartographiquement les différentes zones (figure 104).

Cette *carte des mouvements* comporte quelques imperfections :

- le degré de fiabilité du classement d'une zone dépend de la redondance des critères détectés;
- elle dévoile facilement la présence des glissements superficiels ou de faible profondeur, mais tend à occulter les glissements profonds;
- l'absence d'indices de rupture n'est pas obligatoirement synonyme de stabilité. En effet, dans les zones de culture, le labourage efface de nombreux indices;
- il est difficile de prévoir objectivement jusqu'où peut s'étendre la régression d'un mouvement;
- les zones II, dites de "stabilité incertaine", sont des zones où les mouvements ont une plus ou moins grande probabilité d'apparition, ce jugement étant subjectif.

Ce document peut être utile pour le choix du tracé autoroutier Grenoble - Sisteron et notamment dans l'emplacement des piles d'ouvrages d'art devant franchir l'Ebron. On retiendra néanmoins que les zones de "risque" ont été déterminées dans les conditions actuelles, sans préjuger des aménagements futurs.



Références bibliographiques

BAHRENDT H. (1939)

Forages et sondages

Appliqués. Paris, 450 pages

SEAN M. (1958)

Les essais d'eau dans le remblaiement des sols

Édition Eyrolles, 175 pages

SEAN M. (1958)

Manuel d'hydraulique souterraine

Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées

New varied soil samples

Geological Journal, Volume 13, pp. 465-503

1971

of permeability ratio of New Zealand varied soil

Journal, Volume 11, pp. 453-472

Les échantillons - Contribution à l'étude de l'eau

de Grenoble, 173 pages

New established per cent

1971

1971, 173, 174

1971, 173, 174

1971, 173, 174

- ANTOINE P., GIRAUD A., MONJUVENT G. [1981]
Les argiles litées du Trièves (Isère); conditions de gisement et exemples de propriétés géotechniques
Bulletin de la Société Géologique de France, tome 23, n°2, pp.117-127
- AZIMI C., BIAREZ J., DESVARREUX P., GIULIANI Y., RICARD C. [1992]
Mécanismes des glissements de terrains argileux - Bilan de surveillance sur plusieurs années
VI Symposium International sur les glissements de terrains, Christchurch.
- BLANCHET F. [1988]
Etude géomécanique de glissements de terrain dans les argiles glaciolacustres de la vallée du Drac
Thèse de l'Université J. Fourier de Grenoble, 190 pages
- BONAZ R. [1976]
Quantification de corrélation entre l'anisotropie de structure et l'anisotropie mécanique
Thèse de Docteur-Ingénieur, Grenoble
- CAMBEFORT H. [1959]
Forages et sondages
Eyrolles, Paris, 420 pages
- CASSAN M. [1980]
Les essais d'eau dans le reconnaissance des sols
Edition Eyrolles, 275 pages
- CASSAN M. [1986]
Aide-mémoire d'hydraulique souterraine
Edition Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- CHAN H.T. [1972]
Device for cutting varved soil samples
Canadian Geotechnical Journal, Volume 19, pp. 498-503
- CHAN H.T., KENNEY T.C. [1973]
Laboratory investigation of permeability ratio of New Liskeard varved soil
Canadian Geotechnical Journal, Volume 10, pp.453-472
- CITANOVA J.P. [1970]
Physico-chimie appliquée aux argiles : Contribution à l'étude de leurs propriétés
Thèse de l'Université J. Fourier de Grenoble, 173 pages
- De CAZENOVE [1961]
Rabattement d'une nappe à surface libre exploitée par puits et tranchées
La Houille Blanche, n°3, pp.252-265
- DUNCAN J.M., BOLTON SEED H. [1966]
Anisotropy and stress reorientation in clay
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°5, September 1966, pp.21-50
- E.P.F.L. [1985]
Détection et utilisation des terrains instables, Rapport final
Projet d'école, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 229 pages + annexes

- FELIX B. [1980]
Le fluage des sols argileux - Etude bibliographique
Rapport de recherche du Laboratoire des Ponts et Chaussées, n°93, Mai 1980
- GIRAUD A., ANTOINE P., Van ASCH T.W.J., NIEUWENHUIS J.D. [1991]
Geotechnical problems caused by glaciolacustrine clays in French Alps
Engineering Geology, n°31, pp.185-195
- GIRAUD A., GOURC J.-P., BESSON L., FABRE D. [1981]
Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente
Revue Française de Géotechnique, n°14, pp.57-66
- GREGORY [1984]
A geotechnical study of cohesive tills in Belfast area
Ph. D Thesis - Queens University Belfast
- GUYON G. [1963]
Considérations sur l'hydraulique du drainage des nappes
Bulletin Technique du Génie Rural, n°65
- INGOLD [1979]
Reinforced clay - a preliminary study using the triaxial apparatus-
Norwegian Geotechnical Institute
- KENNEY T.C., CHAN H.T. [1973]
Field investigation of permeability ratio of New Liskeard varved soil
Canadian Geotechnical Journal, Volume 10, pp.473-488
- KOSEOGLU M. [1977]
Etude géologique et géotechnique routière : R.N. 75
Thèse de l'Université de Grenoble, 210 pages
- LA ROCHELLE P., SARRAILH J. & al. [1981]
Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils
Canadian Geotechnical Journal, Volume 18, pp.52-66
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées [1984]
PETAL, Programme d'Etude de la Stabilité des Talus par Ruptures Circulaires ou non-circulaires
Notice d'utilisation
Septembre 1984
- LAFLEUR J., LEFEBVRE G. [1980]
Groundwater regime associated with slope stability in Champlain clay deposits
Canadian Geotechnical Journal, Volume 17, n°1, pp.44-53
- LO K.Y. [1965]
Stability of slopes in anisotropic soils
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°4, July 1965, pp.85-106
- MARTIN P. [1959]
La détermination du coefficient de perméabilité des roches par les mesures dans les sondages
Thèse Aix-Marseille

- MATTHAI A.C., RANGANATHAM B.V. [1968]
Stability of free and retained slopes of anisotropic non-homogeneous soil
Sols Soils n°20, pp.11-19
- MENARD L. [1957]
Mesure in situ des propriétés physiques des sols
Annales des Ponts et Chaussée, Mai-Juin 1957
- MIEUSSENS C., DUCASSE P. [1977]
Mesure en place des coefficients de perméabilité et des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux
Canadian Geotechnical Journal, Volume 14, pp.76-90
- MONJUVENT G. [1984]
Le drac : morphologie, stratigraphie et chronologie quaternaires d'un bassin alpin
CNRS Grenoble, 431 pages
- PINCENT B. [1976]
Surveillance des glissement de terrain
Revue Française de Géotechnique, n°1, pp. 93-104
- RAULIN P., ROUQUES G., TOUBOL A. [1974]
Calcul de la stabilité des pentes en rupture circulaire
Rapport de Recherche L.C.P.C. n°36
- SCHNEEBELI G. [1978]
Hydraulique souterraine
Edition Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France
- SING A., MITCHELL J.K. [1968]
General stress-strain-time functions for soils
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°94, pp.21-46
- Van ASCH T.W.J., BRINKHORST W.H., VESSEM P.V. [1984]
The development of landslides by retrogressive failure in varved clays
Z. Geomorph. N.F., n°4, October 1984, pp.165-181
- Van GENUCHTEN P. [1989]
Movement mechanisms and slide velocity variations of landslides in varved clays in the French Alps
Proefschrift, University of Utrecht, 157 pages
- Van GENUCHTEN P.M.B. [1988]
Intermittent sliding of landslide in varved clays
V Symposium International sur les glissements de terrains, Lausanne, pp.471-476
- Van GENUCHTEN P.M.B., Van ASCH T.W.J. [1988]
Factors controlling the movement of landslide in varved clays near La Mure (French Alps)
Bulletin de la Société Géologique de France, n°3, pp.461-469

Bibliographie générale

- AI HAYARI M. [1989]
Une détermination des caractéristiques mécaniques résiduelles de versants naturels
- Méthodes à l'équilibre limite et des éléments finis
Thèse de l'Université J. Fourier de Grenoble, 214 pages + annexes
- AI HAYARI M., BLANCHET F. [1988]
Modélisation géomécanique d'un glissement de terrain à l'aide des méthodes
d'équilibre limite et des éléments finis
Sixième Rencontre Universitaire de Génie Civil, Lille, Mai 1988, 8 pages
- AMIRI A. [1973]
Contribution à l'étude du rôle de l'eau sur les glissements de terrain
Thèse de l'Université de Grenoble
- ANTOINE P., BESSON L. & al. [1987]
Phénomènes d'instabilité dans les argiles glacio-lacustres du Trièves
International Symposium on Engineering Geological Environment in Mountainous
Area, Pekin, pp.645-652
- ANTOINE P., BIAREZ J., DESVARREUX P., MOUGIN J.-P. [1971]
Les problèmes posés par la stabilité des pentes dans les régions montagneuses
Géologie Alpine, tome 47, pp.5-24
- ANTOINE P., FABRE D., GIRAUD A., AI HAYARI M. [1988]
Propriétés géotechniques de quelques ensembles géologiques propices aux
glissements de terrains (Alpes françaises)
V Symposium International sur les glissements de terrains, Lausanne
- ANTOINE P., GIRAUD A., MONJUVENT G. [1981]
Les argiles litées du Trièves (Isère); conditions de gisement et exemples de
propriétés géotechniques
Bulletin de la Société Géologique de France, tome 23, n°2, pp.117-127
- ANTOINE P., PACHOUD A. [1976]
Enseignements tirés de deux essais de cartographie systématiques de glissements de
terrain
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II, Mars
1976, pp.31-39
- ASTE J.-P. [1983]
Perfectionnement et développement des méthodes inclinométriques
Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°26-27, pp.5-15
- AZIMI C., BIAREZ J., DESVARREUX P., GIULIANI Y., RICARD C. [1992]
Mécanismes des glissements de terrains argileux - Bilan de surveillance sur
plusieurs années
VI Symposium International sur les glissements de terrains, Christchurch.
- BAKER W.H., KRIZEK R.J. [1970]
Mohr-Coulomb strength theory for anisotropic soils
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°1, January 1970, pp.269-292
- BALLIVY G., POULIOT G., LOISELLE A. [1971]
Quelques caractéristiques géologiques et minéralogiques des dépôts d'argile du
Nord-Ouest du Québec
Canadian Journal of Earth Sciences, Volume 8, n° 12, 1971, pp.1525-1541

- BERTINI T., CUGUSI F. & al. [1984]
Climatic conditions and slow movements of colluvial covers in Central Italy
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 1, pp.367-376
- BIAREZ J., CHAMBON R. [1973]
Introduction au rôle de l'eau sur la stabilité des barrages
La Houille Blanche, n°5/6, pp.449-459
- BJERRUM L. [1967]
Progressive failure in slopes of overconsolidated plastic clay and clay shales
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°5, September 1967, pp.3-49
- BLANCHET F. [1988]
Etude géomécanique de glissements de terrain dans les argiles glaciolacustres de la vallée du Drac
Thèse de l'Université J. Fourier de Grenoble, 190 pages
- BLONDEAU F. [1976]
Les méthodes d'analyse de stabilité
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II, Mars 1976, pp.56-62
- BLONDEAU F., JOSSEAUME H. [1976]
Mesure de la résistance au cisaillement résiduelle en laboratoire
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II, Mars 1976, pp.90-106
- BLONDEAU F., PERROT A. [1976]
Le versant naturel instable de Corny-sur-Moselle (Moselle)
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II, Mars 1976, pp.134-146
- BLONDEAU F., PILOT G. [1971]
Résistance au cisaillement résiduelle des sols argileux en France
Bulletin Spécial des Ponts et Chaussées, Mai 1971, pp.58-65
- BOMBARD J.-P. [1968]
Une approche des problèmes posés par l'étude des mouvements de terrain - Essai méthodologique
Thèse à l'Université de Grenoble
- BONAZ R. [1976]
Quantification de corrélation entre l'anisotropie de structure et l'anisotropie mécanique
Thèse de Docteur-Ingénieur, Grenoble
- BRADD E.E. [1984]
Innovative approaches to landslide hazard and risk mapping
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 1, pp.307-323
- Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées [1968]
Hydraulique des sols
n° spécial, novembre 1968, 219 pages
- C.E.T.E. Lyon [1990]
Autoroute Grenoble - Sisteron, Section Col du Fau - Col de Cornillon
Franchissement de l'Ebron, Etude géologique et géotechnique d'Avant-projet
Rapport d'Etude n°2

- CAMBEFORT H. [1959]
Forages et sondages
Eyrolles, Paris, 420 pages
- CANCELLI A., OLCESE A. [1984]
Stabilization of a landslide in sheared clay shales
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.1-6
- CARTER T.G., YUEN C.M.K., PEREIRA R.N. [1984]
Analysis and remedial measures for stabilization of highway rock cuts in Newfoundland
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 1, pp.461-468
- CASSAN M. [1980]
Les essais d'eau dans la reconnaissance des sols
Edition Eyrolles, 275 pages
- CASSAN M. [1986]
Aide-mémoire d'hydraulique souterraine
Edition Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées
- CHAMPERTIER de RIBES G. [1987]
La cartographie des mouvements de terrain. Des ZERMOS aux PER
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°150-151, pp.9-19
- CHAN H.T., KENNEY T.C. [1973]
Laboratory investigation of permeability ratio of New Liskeard varved soil
Canadian Geotechnical Journal, Volume 10, pp.453-472
- CHANDLER R.J. [1977]
Back analysis techniques for slope stabilization works : a case record
Géotechnique, volume 27, n°4, pp.479-495
- CHEN W.F., SNITBHAN N., FANG H.Y. [1975]
Stability of slopes in anisotropic, nonhomogeneous soils
Canadian Geotechnical Journal, Volume 12, Février 1975, pp.146-152
- CHOWDHURY R.N. [1984]
Risk estimation for failure progression along a slip surface
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.381-386
- COLAS G., PILOT G. [1976]
Description et classification des glissements de terrain
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II, Mars 1976, pp.21-30
- COLOMBETTI A., GATTI G. [1984]
Stabilization works in a rotational debris slump-type landslide beneath a residential building in Castelnovo Ne'Monti (province of Reggio Emilia, Northern Italy)
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.325-330
- COOPER M.R. [1984]
The application of back-analysis to the design remedial works for failed slopes
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.387-392

- De BUHAN P., SALENCON J.
Analyse de la stabilité des ouvrages en sols renforcés par une méthode d'homogénéisation
Revue française de géotechnique n°41, pp.29-43
- De CAZENOVE [1961]
Rabattement d'une nappe à surface libre exploitée par puits et tranchées
La Houille Blanche, n°3, pp.252-265
- DELMAS PH., CARTIER G., POUGET P. [1987]
Méthodes d'analyse des risques liés aux glissements de terrain
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°150-151, pp.29-38
- DUNCAN J.M., BOLTON SEED H. [1966]
Anisotropy and stress reorientation in clay
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°5, September 1966, pp.21-50
- DYSLI M., RECORDON E. [1984]
Landslides analyzed as viscous flow
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.405-409
- E.P.F.L. [1985]
Détection et utilisation des terrains instables, Rapport final
Projet d'école, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, 229 pages + annexes
- EDEN W.J., MITCHELL R.J. [1970]
The mechanism of landslides in Leda Clay
Canadian Geotechnical Journal, Volume 7, Août 1970, pp.285-296
- FAURE R.M.
Analyse des contraintes dans un talus par la méthode des perturbations
Revue Française de Géotechnique, n°33, pp.49-59
- FELIO G.Y., LYTTON R.L., BRIAUD J.-L. [1984]
Statistical approach to Bishop's method of slices
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.411-415
- FELIX B. [1980]
Le fluage des sols argileux - Etude bibliographique
Rapport de recherche du Laboratoire des Ponts et Chaussées, n°93, Mai 1980
- FILLIAT G. [1984]
Mouvements de terrain
La pratique des sols et fondations, chapitre 15, pp.555-626
- FREEMAN W.S., SUTHERLAND H.B. [1974]
Slope stability analysis in anisotropic winnipeg clays
Canadian Geotechnical Journal, Volume 11, Février 1974, pp.59-71
- GARRY G., DECAILLOT PH. [1987]
La représentation cartographique des risques naturels
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n°150-151, pp.20-28
- GIRAUD A., ANTOINE P., Van ASCH T.W.J., NIEUWENHUIS J.D. [1991]
Geotechnical problems caused by glaciolacustrine clays in French Alps
Engineering Geology, n°31, pp.

- GIRAUD A., GOURC J.-P., BESSON L., FABRE D. [1981]
Approche pluridisciplinaire des problèmes posés par un glissement de terrain sur faible pente
Revue Française de Géotechnique, n°14, pp.57-66
- GIROUD J.-P. [1977]
Essais de laboratoire concernant les sols du site de Ponsonnas
IMG, Laboratoire de Mécanique des Sols, Grenoble, rapport n°7704
- HAUG M.D., SAUER E.K., FREDLUND D.G. [1977]
Retrospective slope failures at Beaver Creek, south of Saskatoon, Canada
Canadian Geotechnical Journal, Volume 14, pp.288-301
- HEGG U. [1984]
Case-history of a large coastal landslide in Pliocene clays
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.97-102
- KARLSRUD K., AAS G., GREGERSEN O. [1984]
Can we predict landslide hazards in soft sensitive clays ? Summary of Norwegian practice and experiences
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 1, pp.107-130
- KAWAKAMI H., SAITO Y [1984]
Landslide risk mapping by a quantification method
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.535-540
- KENANA A., FELIX B. [1989]
Etude expérimentale du comportement visco-élastiques d'une argile molle à l'appareil triaxial
Rapports des Laboratoires, GT-40, Novembre 1989, 99 pages
- KENNEY T.C., CHAN H.T. [1973]
Field investigation of permeability ratio of New Liskeard varved soil
Canadian Geotechnical Journal, Volume 10, pp.473-488
- KOSEOGLU M. [1977]
Etude géologique et géotechnique routière : R.N. 75
Thèse de l'Université de Grenoble, 210 pages
- LA ROCHELLE P., SARRAILH J. & al. [1981]
Causes of sampling disturbance and design of a new sampler for sensitive soils
Canadian Geotechnical Journal, Volume 18, pp.52-66
- Laboratoire Central des Ponts et Chaussées [1984]
PETAL, Programme d'Etude de la Stabilité des Talus par Ruptures Circulaires ou non-circulaires
Notice d'utilisation
Septembre 1984
- LAFLEUR J., LEFEBVRE G. [1980]
Groundwater regime associated with slope stability in Champlain clay deposits
Canadian Geotechnical Journal, Volume 17, n°1, pp.44-53
- LAFLEUR J., MARCOTTE M. [1984]
Prevention of landslides in Champlain clays by controlling surface groundwater
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.271-276

- LENGLET J. [1976]
Appareils et méthodes de surveillance des glissements de terrain
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II, Mars
1976, pp.166-174
- LEROUEIL S. [1988]
Tenth Canadian geotechnical colloquium : Recent developments in consolidation of natural clays
Canadian Geotechnical Journal, Volume 25, n°1, pp.85-107
- LEROUEIL S., DIENNE M., TAVENAS F. & al. [1988]
Direct determination of permeability of clay under embankment
Journal of Geotechnical Engineering, Volume 114, n°6, pp.645-657
- LEROUEIL S., TAVENAS F., LE BIHAN J.P. [1983]
Propriétés caractéristiques des argiles de l'Est du Canada
Canadian Geotechnical Journal, Volume 20, n°4, pp.681-705
- LO K.Y. [1965]
Stability of slopes in anisotropic soils
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°4, July 1965, pp.85-106
- LO K.Y. [1972]
An approach to problem of progressive failure
Canadian Geotechnical Journal, Volume 9, pp.407-429
- LO K.Y., MILLIGAN V. [1967]
Shear strength properties of two stratified clays
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°1, January 1967, pp.1-15
- LO K.Y., VALLEE J. [1976]
Strength anisotropy due to parallel planes of discontinuities in clays
2eme Conférence Asie Sud-est, 1976, pp.245-263
- MATTHAI A.C., RANGANATHAM B.V. [1968]
Stability of free and retained slopes of anisotropic non-homogeneous soil
Sols Soils n°20, pp.11-19
- MEYERHOF G.G. [1957]
The mechanism of flow slides in cohesive soils
Geotechnique, pp.41-49
- MIEUSSENS C., DUCASSE P. [1977]
Mesure en place des coefficients de perméabilité et des coefficients de consolidation horizontaux et verticaux
Canadian Geotechnical Journal, Volume 14, pp.76-90
- MILLIGAN V., SODERMAN L.G., RUTKA A. [1962]
Experience with Canadian varved clays
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°4, August 1962, pp.31-67
- MONJUVENT G. [1984]
Le drac : morphologie, stratigraphie et chronologie quaternaires d'un bassin alpin
CNRS Grenoble, 431 pages

- MOUGIN J.-P. [1973]
Les mouvements de terrain - Recherche sur les apports mutuels des études géologiques et mécaniques à l'estimation de la stabilité des pentes
Thèse de l'Université de Grenoble, 293 pages
- MULDER H.F.H.M. [1991]
Assessment of landslide hazard
Proefschrift, University of Utrecht, The Netherlands, 150 pages
- MULDER H.F.H.M., Van ASCH T.W.J. [1988]
On the nature and magnitude of variance of importance geotechnical parameters with special reference to a forest area in French Alps
Mass Movement Studies, University of Utrecht, The Netherlands, pp.1-5
- MULDER H.F.H.M., Van ASCH T.W.J. [1988]
A stochastic approach to landslide hazard determination in a forest area
Mass Movement Studies, University of Utrecht, The Netherlands, pp.6-9
- NAKALURA H. [1984]
A Landslide, its movement mechanism and control works
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.155-159
- NIEUWENHUIS J.D. [1988]
Experimental investigations into temporary blocking mechanisms observed in seasonal landslides
V Symposium International sur les glissements de terrains, Lausanne, pp.735-740
- NIEUWENHUIS J.D. [1991]
Variations in stability and displacements of a shallow seasonal landslide in varved clays
Proefschrift, University of Utrecht, 144 pages
- NIEUWENHUIS J.D., Van GENUCHTEN P.M.B. [1986]
Feasability of highway crossing through landslide area on varved clays
IAEG Congress, Buenos Aires, Argentina, pp.1-8
- OGAWA S., IKEDA T. & al. [1984]
Slope stability analysis at landslide areas considering the shearing strength of soil at over-consolidated states
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.161-165
- OLIVIER G., RENET J.-P. [1976]
Essai de cartographie des risques liés à des mouvements de terrain dans la région de Saint-Martin-Belleville (Savoie)
Bulletin de Liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, n° spécial II, Mars 1976, pp.40-55
- PILOT G. [1984]
Instrumentation and warning systems for research and complex slope stability problems
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 1, pp.275-305
- PINCENT B., BLONDEAU F. [1978]
Détection et suivi des glissements de terrain
III International Congress I.A.E.G., Septembre 1978, volume 1, pp.252-266

- PINCENT B., CARTIER G., PILOT G. [1983]
Mesure en place des mouvements de versants naturels
Bulletin de l'Association Internationale de Géologie de l'Ingénieur, n°26, pp.107-111
- RANGANATHAM B.V., SANI A.C., SREENIVASULU V. [1969]
Strength anisotropy on slope stability and bearing capacity of clays
Mexico 1969, pp.659-667
- SALLFORS G.B. [1984]
Progressive failure of long slopes in normally consolidated clays
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.311-315
- SCHNEEBELI G. [1978]
Hydraulique souterraine
Edition Direction des Etudes et Recherches d'Electricité de France
- SIKIRDJI L. [1980]
Le glissement d'Harmalière (Isère)
Rapport interne IRIGM
- TABBA M.M. [1984]
Deterministic versus risk analysis of slope stability
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 2, pp.491-498
- TAVENAS F. [1984]
Landslides in Canadian sensitive clays - A state-of-the-art
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Volume I, pp.141-154
- TAVENAS F., JEAN P. & al. [1983]
The permeability of natural soft clays. Part II : Permeability characteristics
Canadian Geotechnical Journal, Volume 20, n°4, pp.645-660
- TAVENAS F., LEROUEIL S. [1980]
Creep and failure of slopes in clays
Canadian Geotechnical Journal, Volume 18, pp.106-120
- TAVENAS F., LEROUEIL S. [1987]
State-of-the-art on laboratory and in situ stress-strain-time behaviour of soft clays
International Symposium on Geotechnical Engineering of Soft Soils, Mexico 1987,
46 pages
- TAVENAS F., LEROUEIL S., LA ROCHELLE P., ROY M. [1978]
Creep behaviour of an undisturbed lightly overconsolidated clay
Canadian Geotechnical Journal, Volume 15, pp.402-423
- TAVENAS F., TRAK B., LEROUEIL S. [1980]
Remarks on the validity of stability analyses
Canadian Geotechnical Journal, Volume 17, pp.61-73
- TAVENAS F., TREMBLAY M. & al. [1986]
In situ measurement of permeability in soft clays
Proceeding of In Situ'86 GT Division, June 1986, pp.1034-1048
- Université Européenne d'Eté sur les Risques Naturels [1990]
Mouvements de terrain
Sion, Septembre 1990

- VACHAUD G. [1973]
Ecoulement dans les digues et barrages en terre
Modèles analogiques. Modèles physiques. Que représente la notion de surface libre ?
La Houille Blanche, n°5/6, pp.429-431
- Van ASCH T.W.J., BRINKHORST W.H., VESSEM P.V. [1984]
The development of landslides by retrogressive failure in varved clays
Z. Geomorph. N.F., n°4, October 1984, pp.165-181
- Van GENUCHTEN P. [1989]
Movement mechanisms and slide velocity variations of landslides in varved clays in the French Alps
Proefschrift, University of Utrecht, 157 pages
- Van GENUCHTEN P.M.B. [1988]
Intermittent sliding of landslide in varved clays
V Symposium International sur les glissements de terrains, Lausanne, pp.471-476
- Van GENUCHTEN P.M.B., Van ASCH T.W.J. [1988]
Factors controlling the movement of landslide in varved clays near La Mure (French Alps)
Bulletin de la Société Géologique de France, n°3, pp.461-469
- Van STEIJN H., De RUIG J., HOOZEMANS F. [1988]
Morphological and mechanical aspects of debris flows in parts of French Alps
Mass Movement Studies, University of Utrecht, The Netherlands, pp.10-17
- VIBERG L. [1984]
Landslide risk mapping in soft clays in Scandinavia and Canada
IV International Symposium on Landslides, Toronto, Tome 1, pp.325-348
- VIILLERMET E. [1988]
Autoroute Grenoble - Sisteron
Etude du secteur Lavars - Roissard
Rapport de stage CETE Lyon - ISTG
- VIILLERMET E. [1989]
Les argiles glaciolacustres du Trièves
Mémoire de D.E.A., Université J.Fourier, 55 pages
- VIILLERMET E. [1990]
Argiles litées du Trièves - Anisotropie & Stabilité
Synthèse de connaissances
Document interne CETE Lyon - IRIGM Grenoble, 18 pages + annexes
- WILSON S.D. [1970]
Observational data on ground movement related to slope instability
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°5, September 1970, pp.1522-1543
- WU T.H. [1958]
Geotechnical properties of glacial lake clays
J. of Soil Mechanics and Foundations Division, n°3, August 1958, pp.1732/1-1732/34

Annexes

Annexes

Annexes

de la partie I

Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 001

N° identification : st 001

Longueur du plan
de cisaillement

Epaisseur des
lits silteux

Espacement
des lits

Cote du
1er lit

Contrainte
normale

0.10 m

1 mm

1 cm

0.51 mm

100 kPa

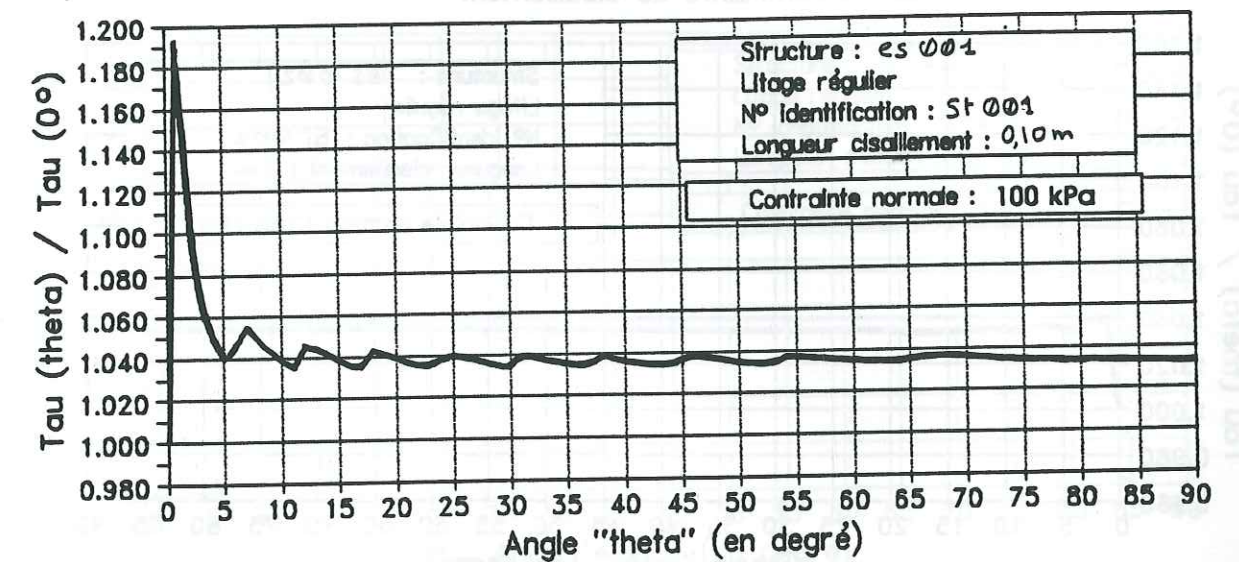
Densité

10 %

Coefficient β

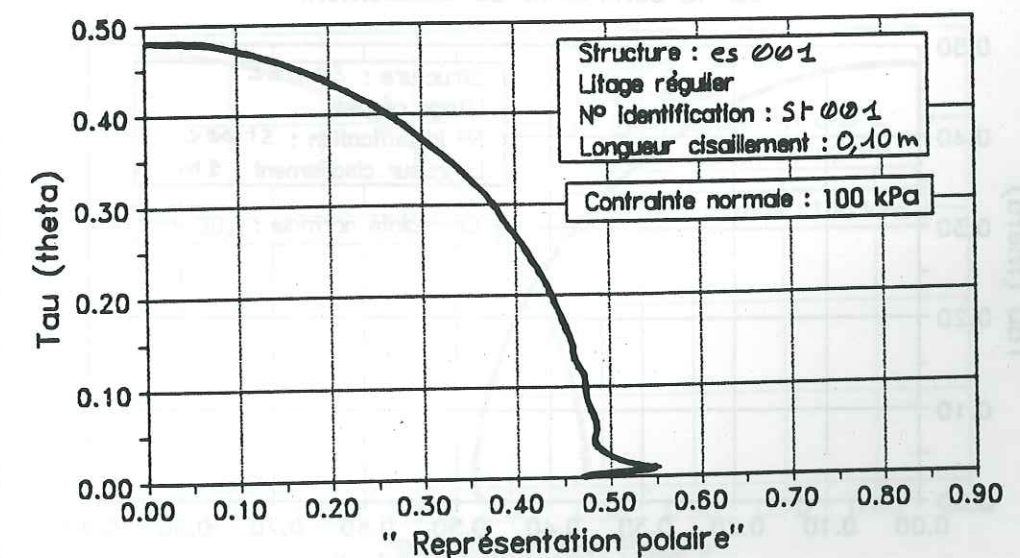
1.034

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Ev# 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Ev# 91

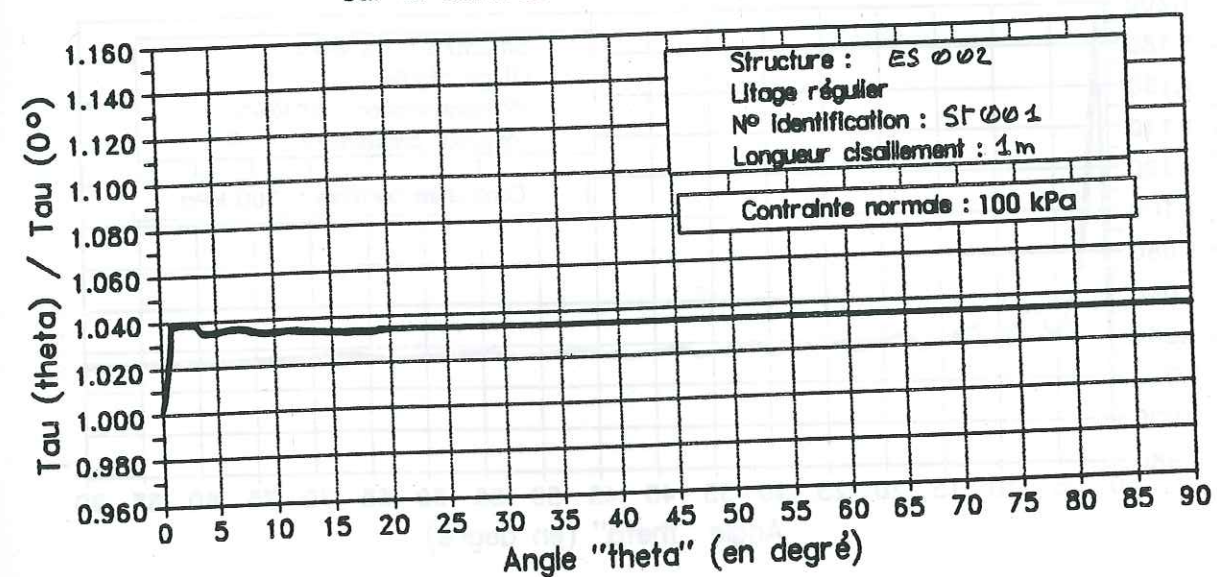
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 002 N° identification : st 001

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
1 m	1 mm	1 cm	0.51 mm	100 kPa

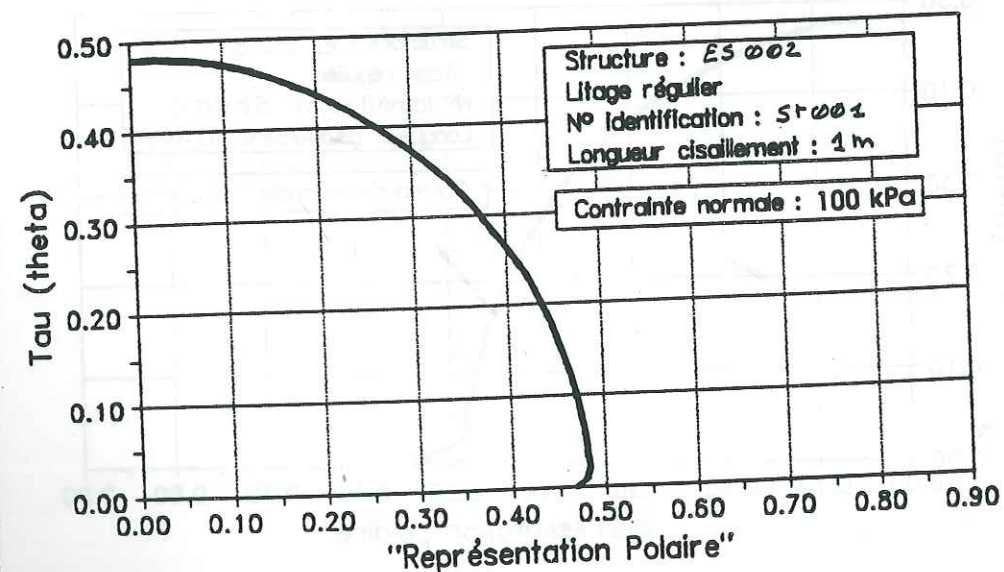
Densité	10 %	Coefficient β	1.034
---------	------	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Ev# 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Ev# 91

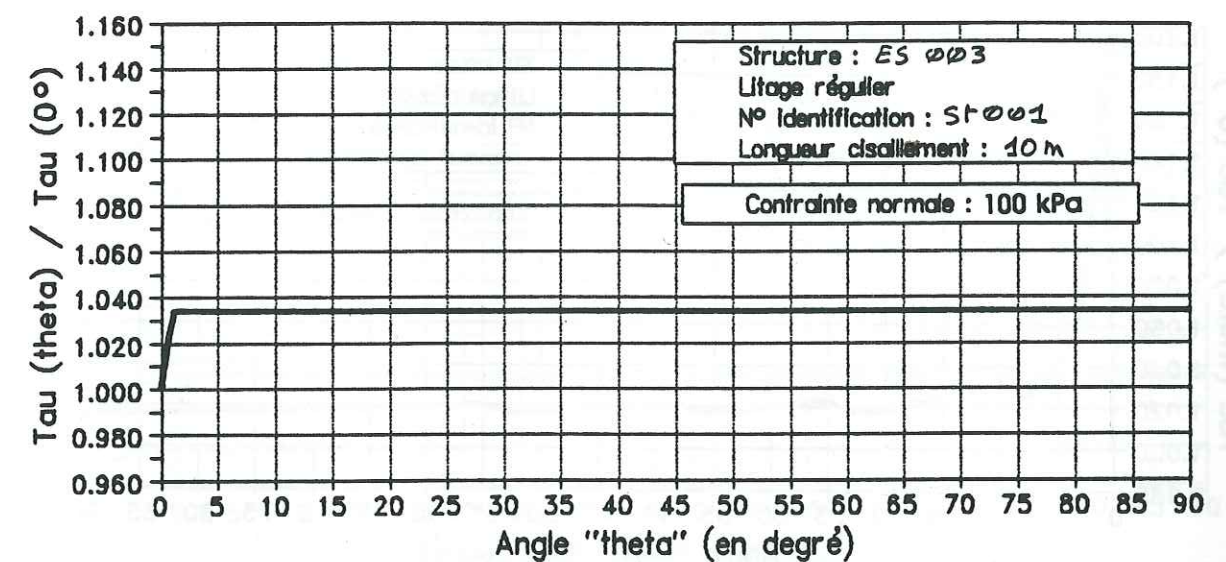
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 003 N° identification : st 001

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
10 m	1 mm	1 cm	0.51 mm	100 kPa

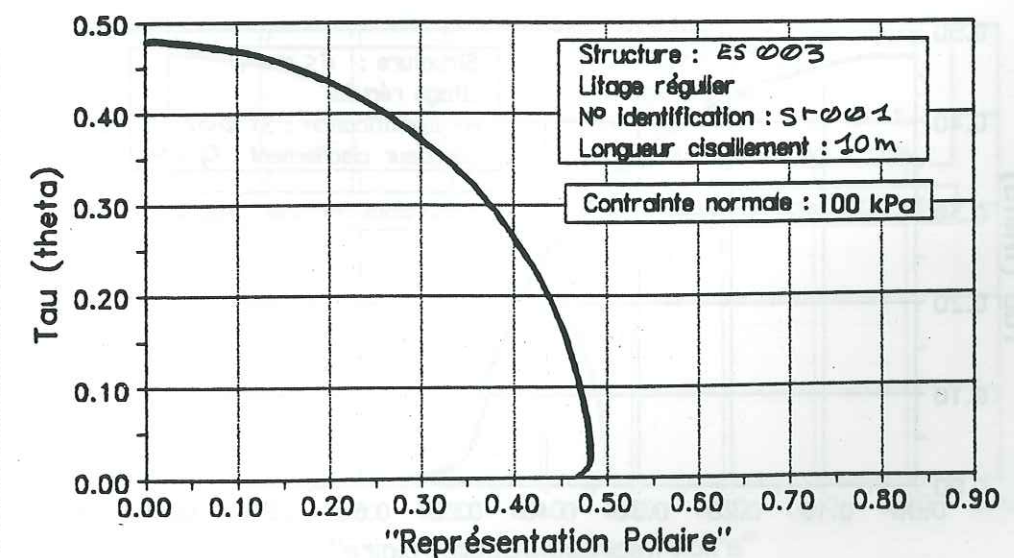
Densité	10 %	Coefficient β	1.034
---------	------	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Ev# 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Ev# 91

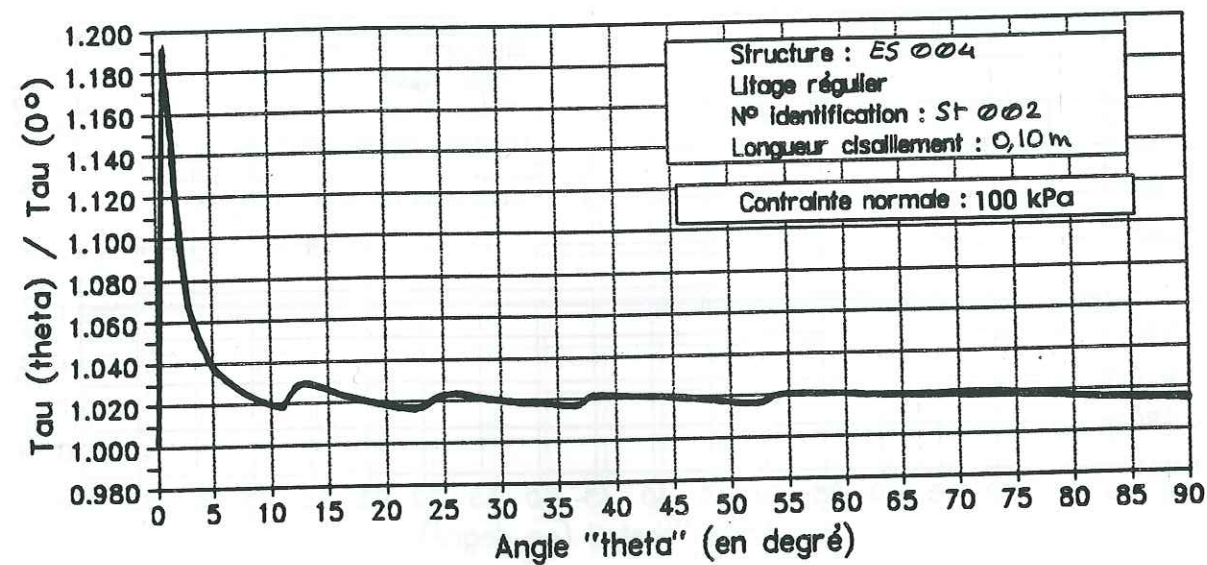
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 004 N° identification : st 002

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
0.10 m	1 mm	2 cm	0.51 mm	100 kPa

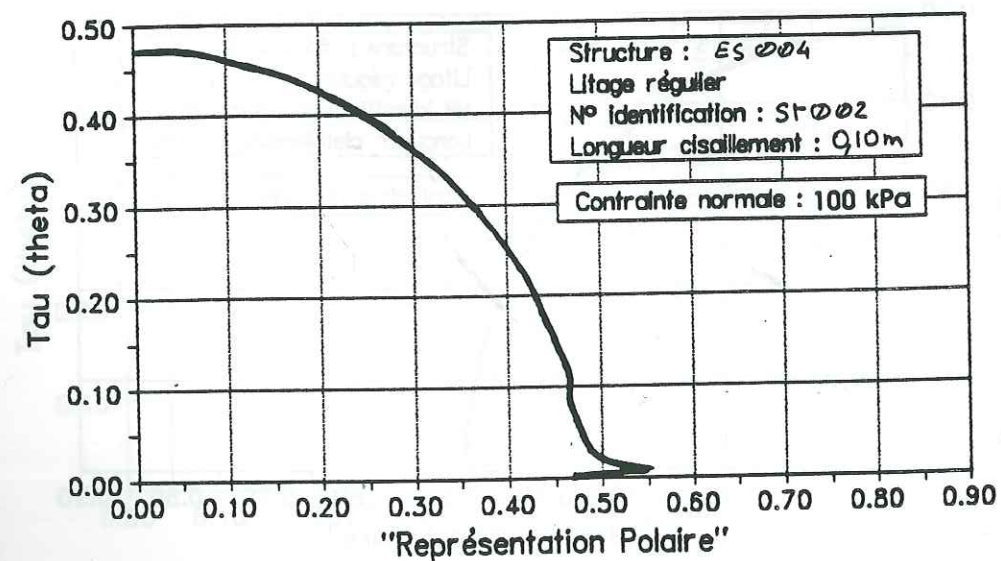
Densité	5 %	Coefficient β	1.017
---------	-----	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSI 4.2 Evr 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSI 4.2 Evr 91

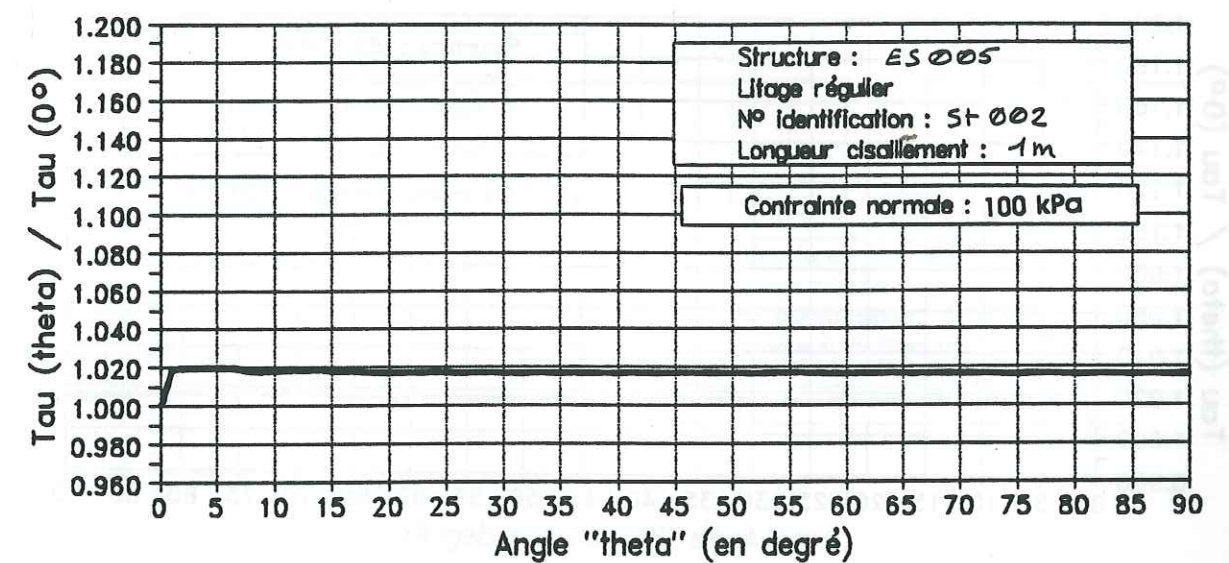
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 005 N° identification : st 002

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
1 m	1 mm	2 cm	0.51 mm	100 kPa

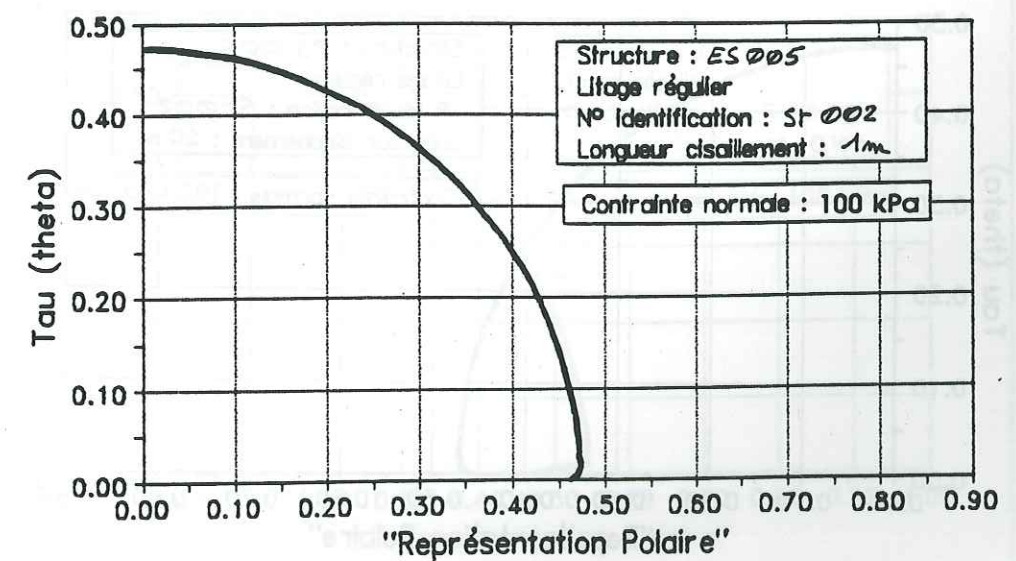
Densité	5 %	Coefficient β	1.017
---------	-----	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSI 4.2 Evr 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSI 4.2 Evr 91

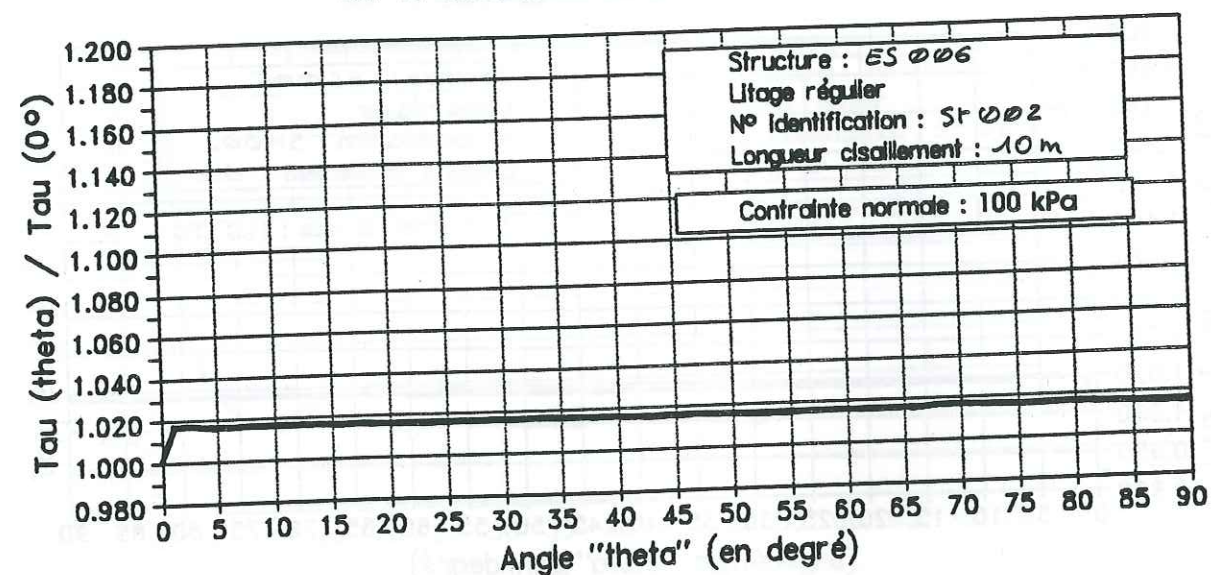
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 006 N° identification : st 002

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
10 m	1 mm	2 cm	0.51 mm	100 kPa

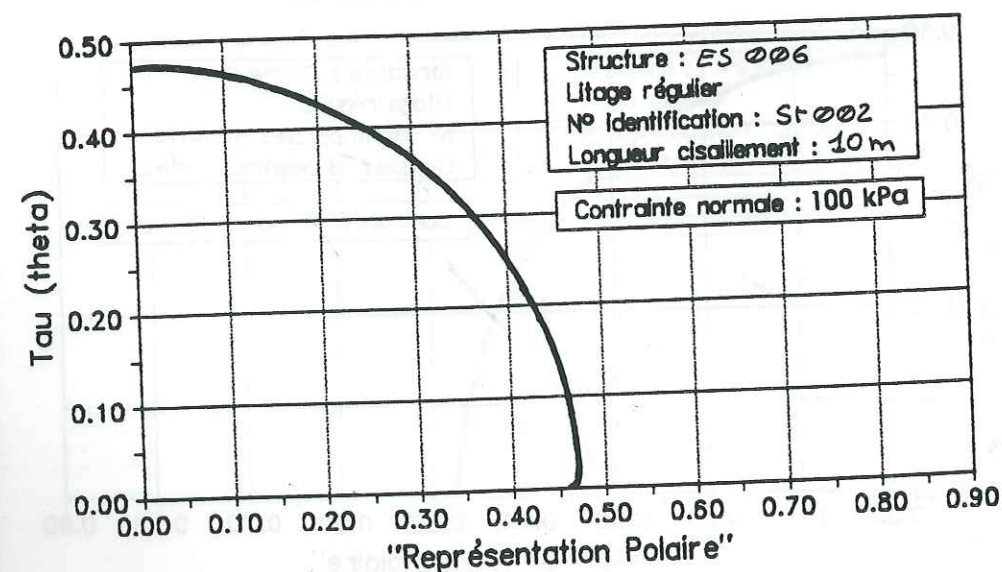
Densité	5 %	Coefficient β	1.017
---------	-----	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Evr 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Evr 91

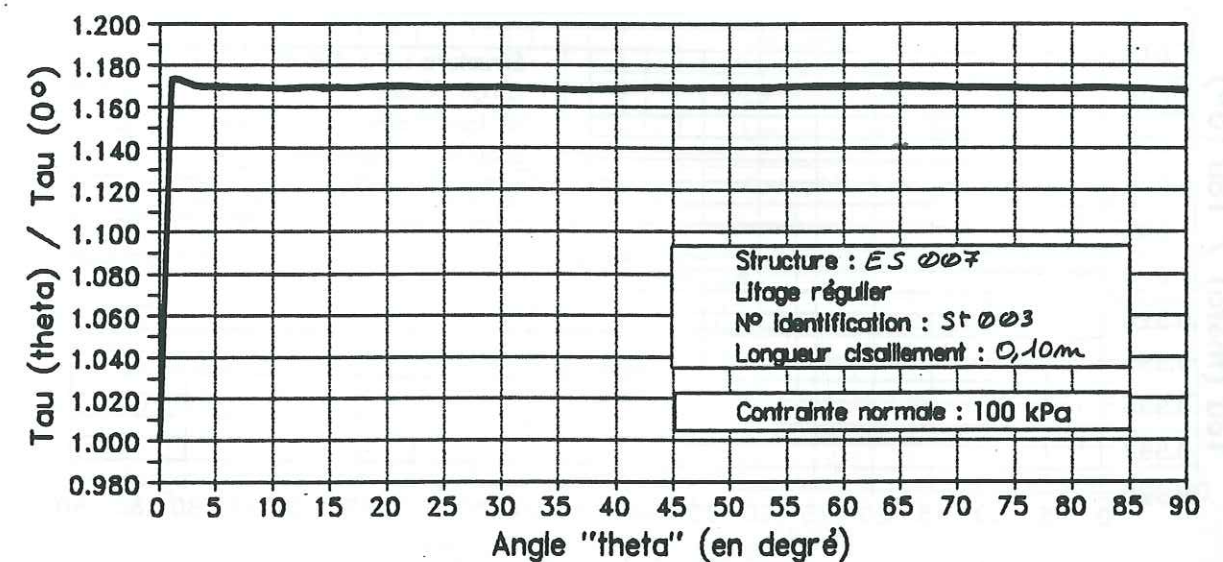
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 007 N° identification : st 003

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
0.10 m	0.1 mm	0.02 cm	0.0051 mm	100 kPa

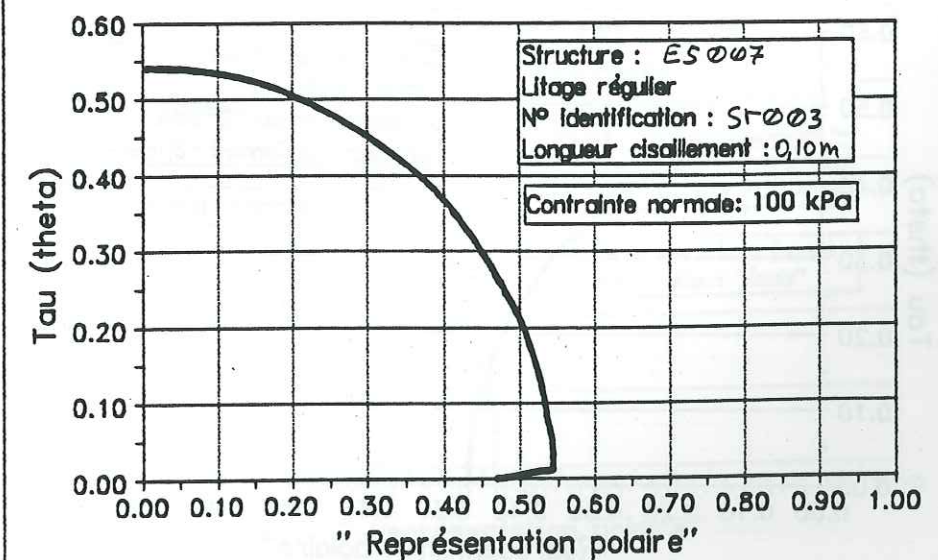
Densité	50 %	Coefficient β	1.169
---------	------	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Evr 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



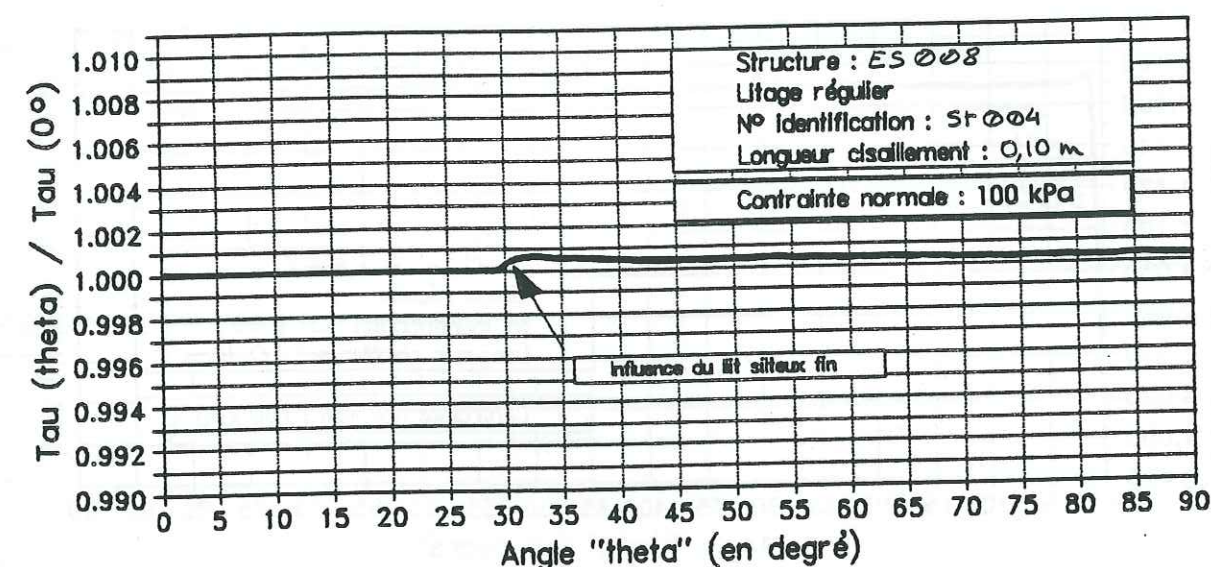
ANSO 4.2 Evr 91

Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER			
Nom du fichier :	es 008	N° identification :	st 004

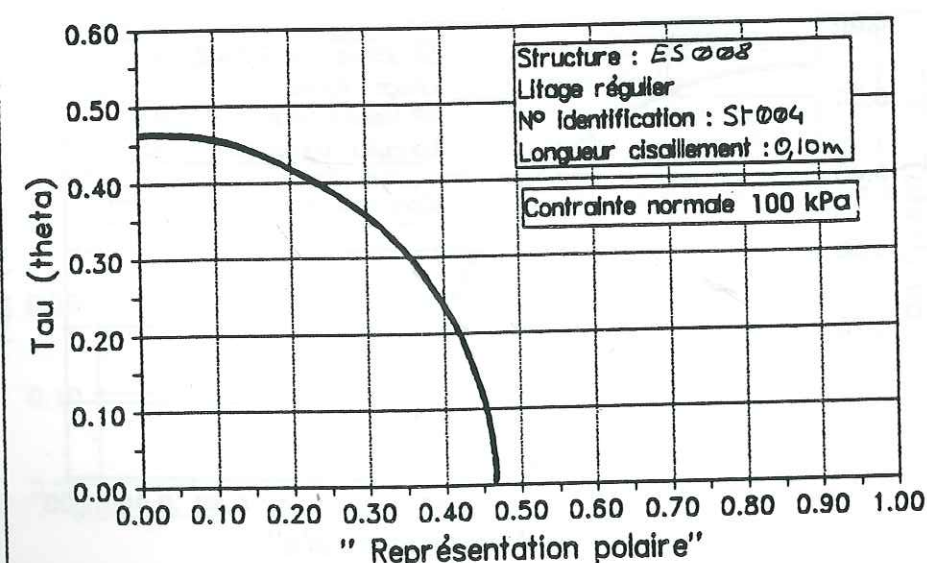
Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
0.10 m	0.1 mm	10 cm	50 mm	100 kPa

Densité	0.1 %	Coefficient β	1.000
---------	-------	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



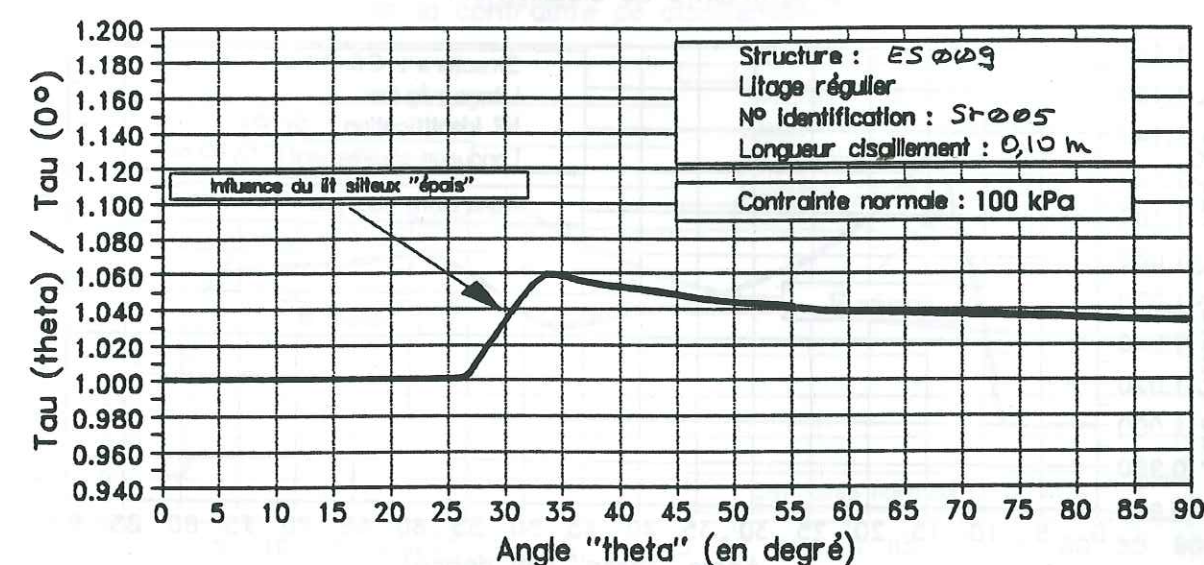
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 009 N° identification : st 005

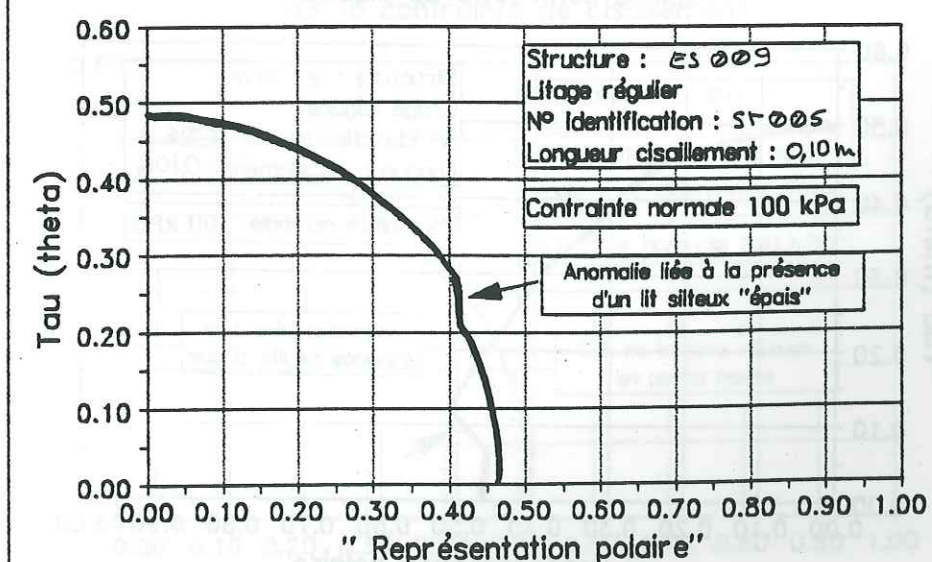
Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
0.10 m	10 mm	10 cm	50 mm	100 kPa

Densité	10 %	Coefficient β	1.034
---------	------	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



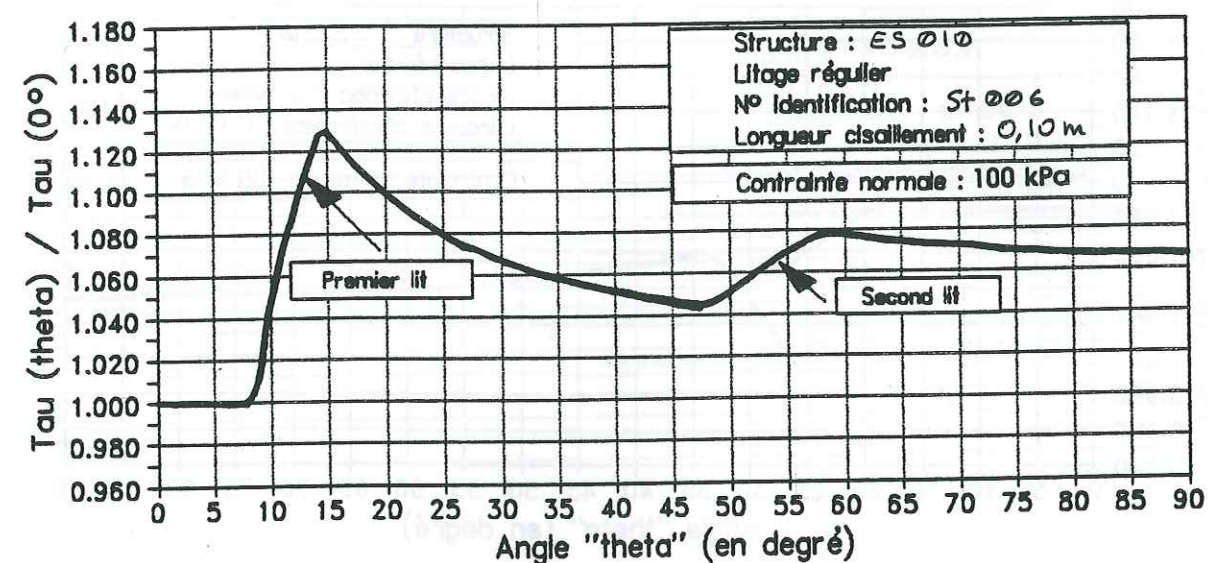
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 010 N° identification : st 006

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
0.10 m	10 mm	6 cm	2 cm	100 kPa

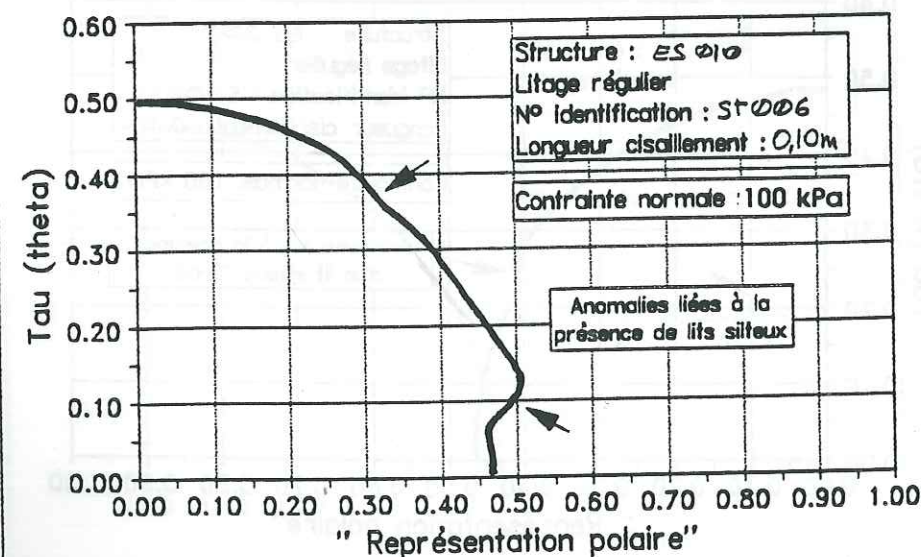
Densité	20 %	Coefficient β	1.067
---------	------	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Evit 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Evit 91

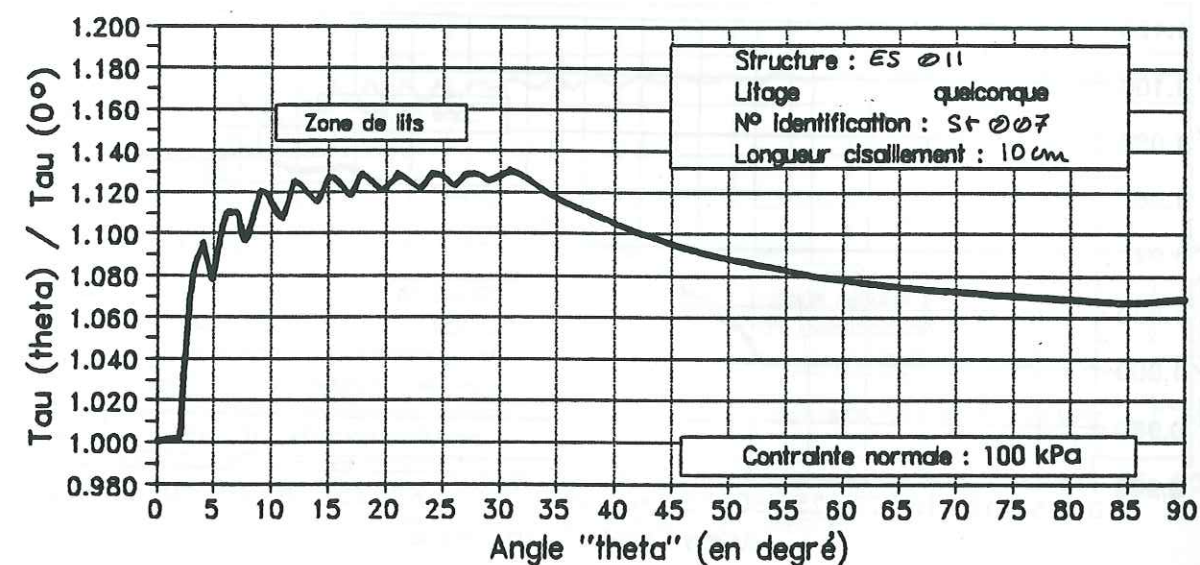
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage IRRÉGULIER

Nom du fichier : es 011 N° identification : st 007

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Description du litage	Contrainte normale
0.10 m	2 mm	10 lits de 5 mm sur les 5 premiers centimètres	100 kPa

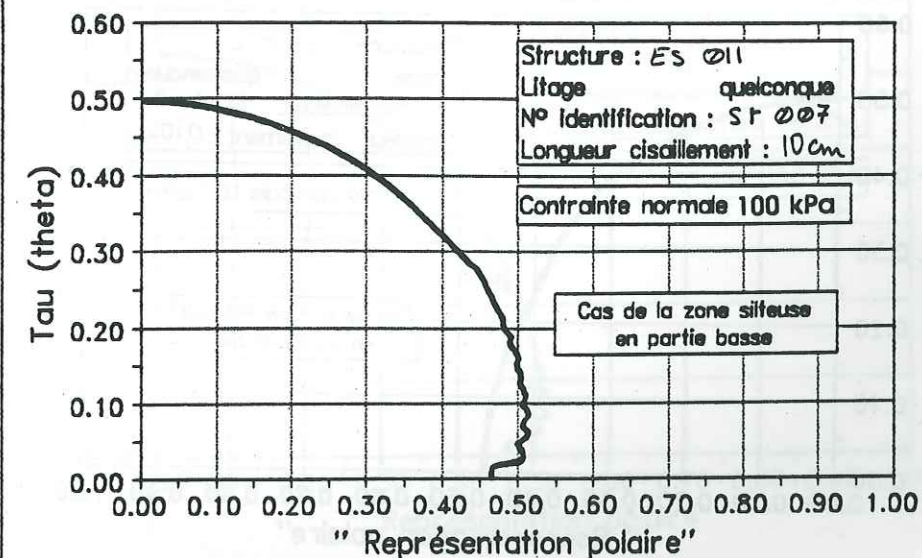
Densité	—	Coefficient β	1.067
---------	---	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Evit 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANSO 4.2 Evit 91

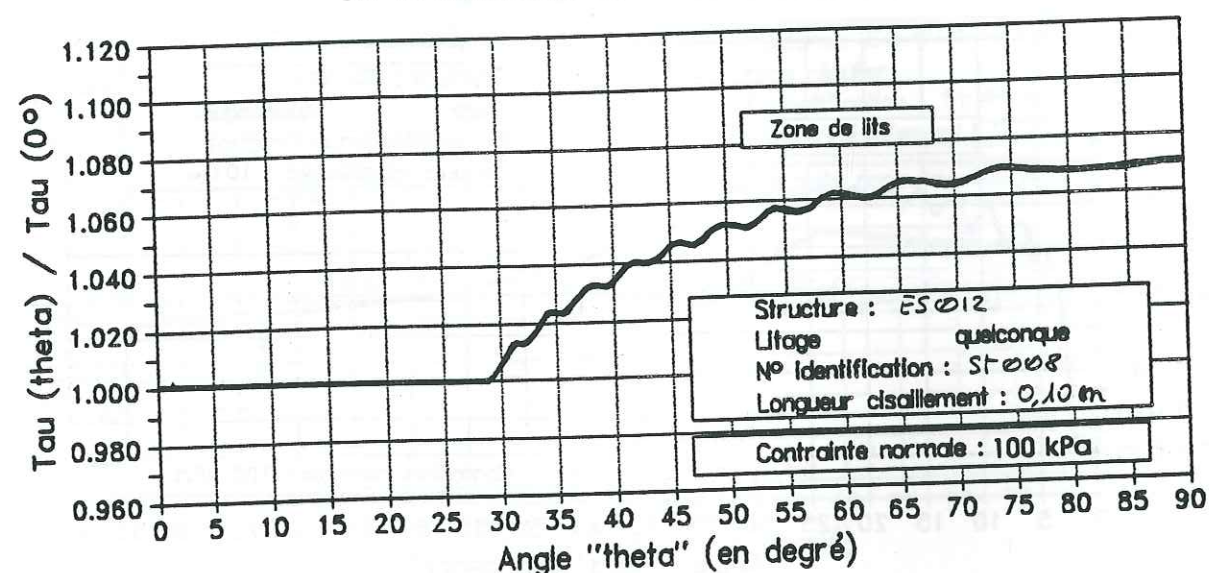
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage IRREGULIER

Nom du fichier : es 012 N° identification : st 008

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Description du litage	Contrainte normale
0.10 m	2 mm	11 lits de 5 mm sur les 5 derniers centimètres	100 kPa

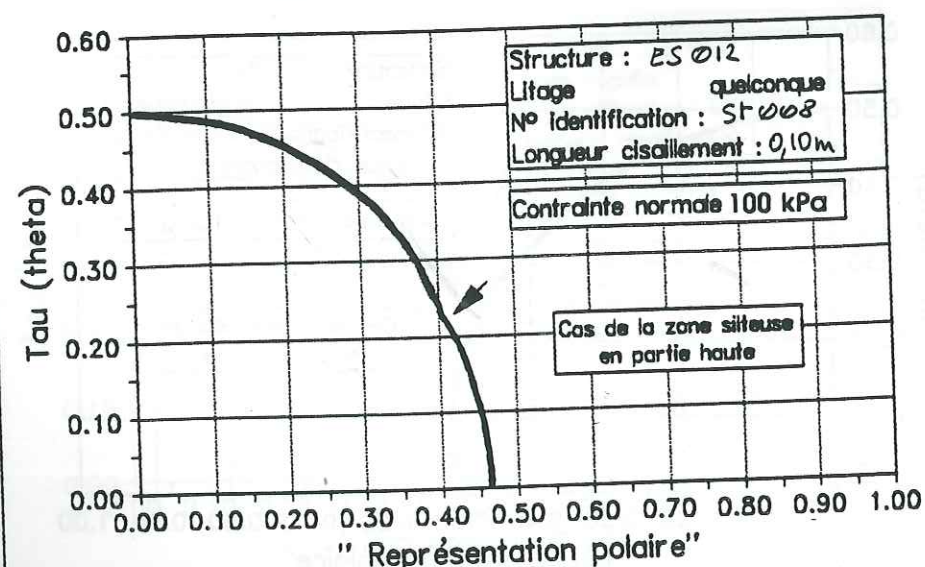
Densité		Coefficient β	1.070
---------	--	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANISO 4.2 Evit 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANISO 4.2 Evit 91

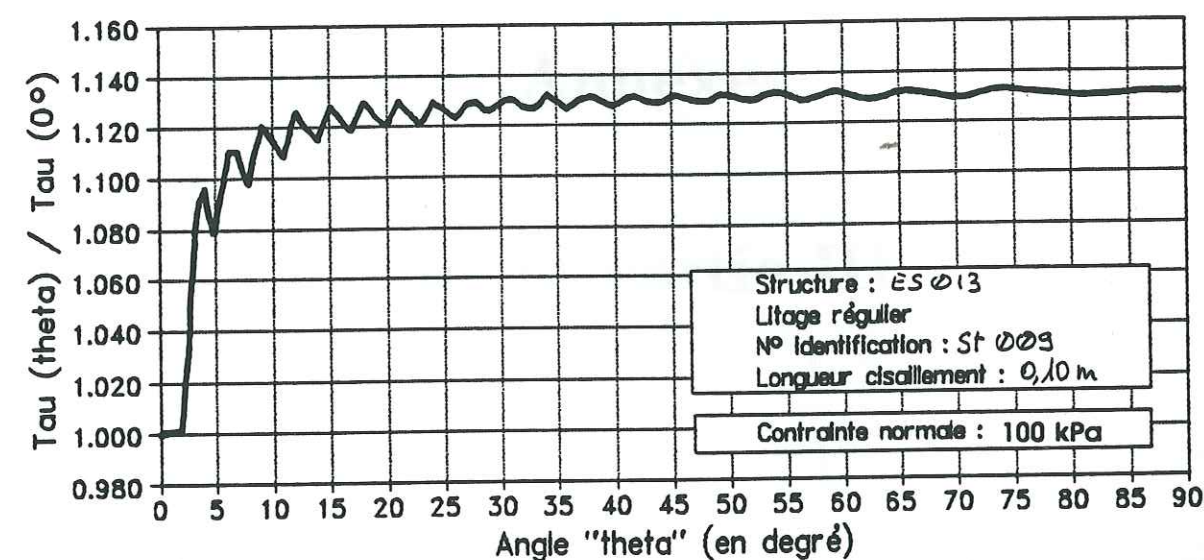
Essai de cisaillement dans une argile litée au litage REGULIER

Nom du fichier : es 013 N° identification : st 009

Longueur du plan de cisaillement	Epaisseur des lits silteux	Espacement des lits	Cote du 1er lit	Contrainte normale
0.10 m	2 mm	0.5 cm	0.5 cm	100 kPa

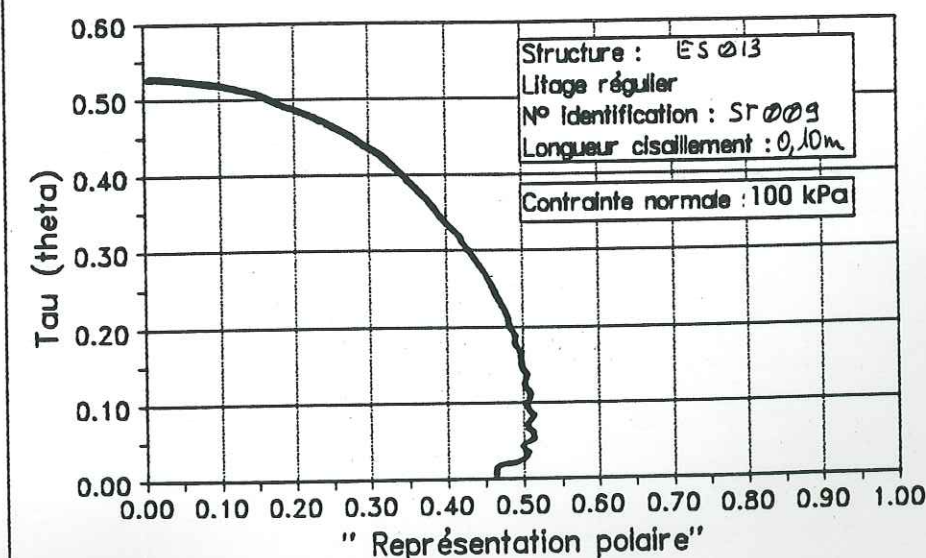
Densité	40 %	Coefficient β	1.132
---------	------	---------------------	-------

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANISO 4.2 Evit 91

Etude de l'influence du litage sur la contrainte de cisaillement



ANISO 4.2 Evit 91

Secteur de Lavars - Roissard

Coupes de sondages

N°	Type de forage	Profondeur en mètres	Terrains rencontrés (à la profondeur en m)	Equipement
X1	Carotté	60	*argiles litées : 0 - 60	inclinomètre
X1bis	Destructif	86.5	*argiles litées : 0 - 73 *grave limono-argileuse : 73 - 86.5	inclinomètres (mesures en continu)
X4	Carotté	51.50	*argiles litées : 0 - 51.5	inclinomètre
X6	Carotté	15	*sable limoneux : 0 - 13 *argiles litées : 13 - 15	piézomètre
X32	Carotté	30	*argile : 0 - 1 *limon graveleux : 1 - 5 *argiles litées : 5 - 9 *limon glaciaire : 9 - 13 *calcaire marneux : 13 - 30	
X33	Carotté	34.60	*sable limoneux : 0 - 4.5 *argiles litées : 34.6	piézomètre
W11	Destructif	26	*argiles litées : 0 - 21 *calcaire marneux : 21 - 26	inclinomètre
W12a	Destructif	47	*argiles litées : 0 - 47	piézomètre
W12b	Destructif	31	*argiles litées : 0 - 31	inclinomètre
W15a	Destructif (V.P.R.H.)	51	*argiles litées : 0 - 23 *grave sableuse : 23 - 51	inclinomètre
W15b	Destructif (V.P.R.H.)	41	*argiles litées : 0 - 21 *grave sableuse : 21 - 41	inclinomètre
W15c	Destructif (Wagon Drill)	47	*argiles litées : 0 - 47	inclinomètre
W16	Destructif (Wagon Drill)	30	*argiles litées : 0 - 30	piézomètre
W17	Destructif (V.P.R.H.)	38	*sable limoneux : 0 - 10 *argiles litées : 10 - 38	piézomètre
W18	Destructif (Wagon Drill)	36	*argiles litées : 0 - 36	inclinomètre

Secteur de Lavars - Roissard

Coupes de sondages (suite)

N°	Type de forage	Profondeur en mètres	Terrains rencontrés (à la profondeur en m)	Equipement
W101	Destructif	27	*limon graveleux : 0 - 12.5 *argile graveleuse: 12.5 - 18.5 *calcaire marneux : 18.5 - 27	
W102	Destructif	31	*argiles litées : 0 - 29.5 *marne altérée : 29.5 - 31	piézomètre
W103	Destructif	56	*argiles litées : 0 - 49 *calcaire marneux : 49 - 56	piézomètre
W104	Destructif	51	*argiles litées : 0 - 13 *limon graveleux : 13 - 29 *argiles litées : 29 - 51	
W106	Destructif	24	*argile : 0 - 5 *limon graveleux : 5 - 20 *calcaire marneux : 20 - 24	
PR6	Destructif	51	*argiles litées : 0 - 6 *grave sableuse : 6 - 44 *marne : 44 - 51	
PR7	Destructif	50	*argiles litées : 0 - 29 *grave sableuse : 29 - 49 *marne : 49 - 50	inclinomètre